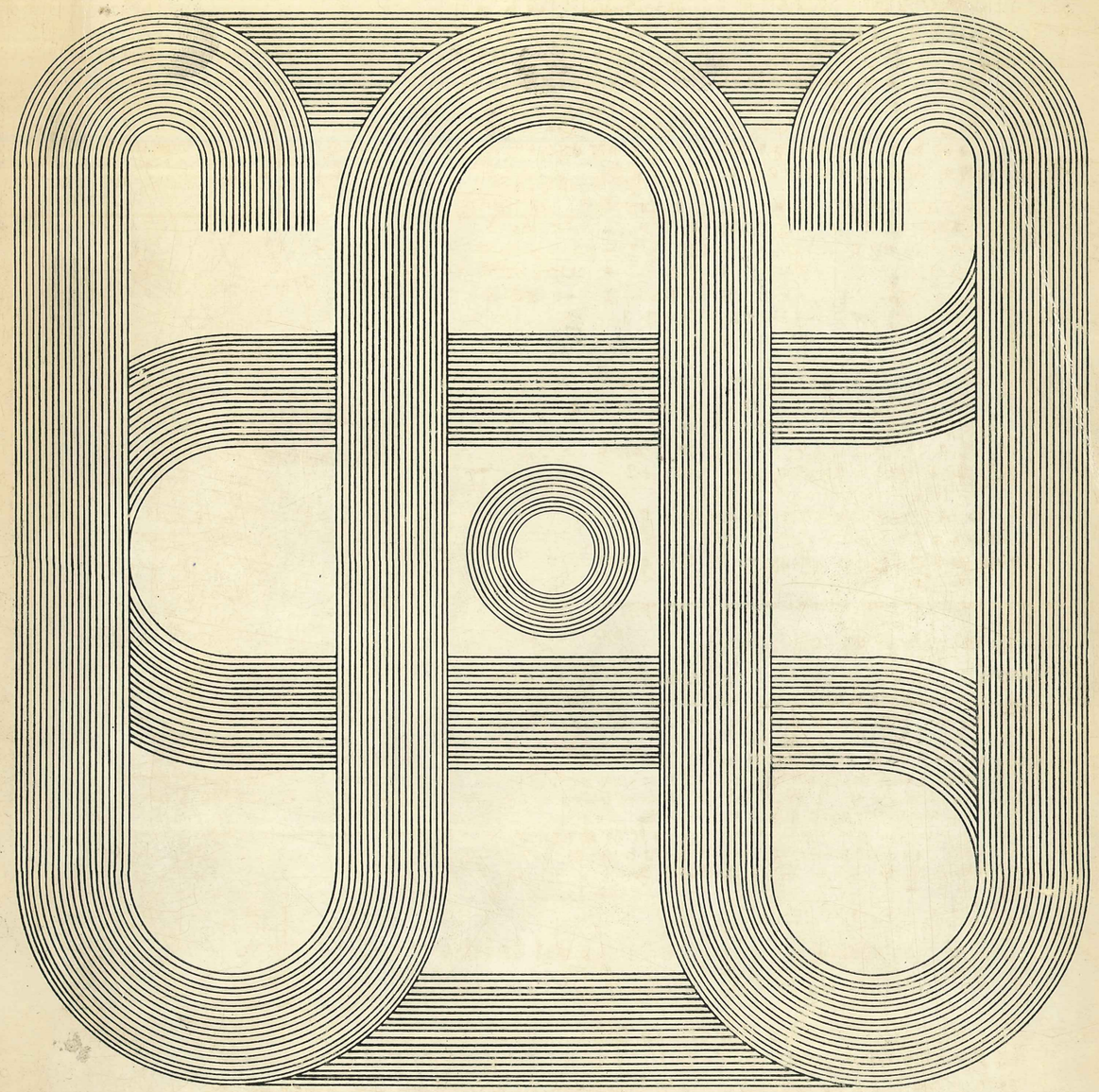
instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento

4030

hormigón y acero 94-95

VALENCIA, 18 A 21 NOVIEMBRE DE 1969



VI ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

hormigón y acero 94/95

...as 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

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

hormigón y acero

últimas noticias de hormigón pretensado

n. 94-95

1.º y 2.º trimestres 1970

PROES
ingenieros consultores

i.e.t.c.c.

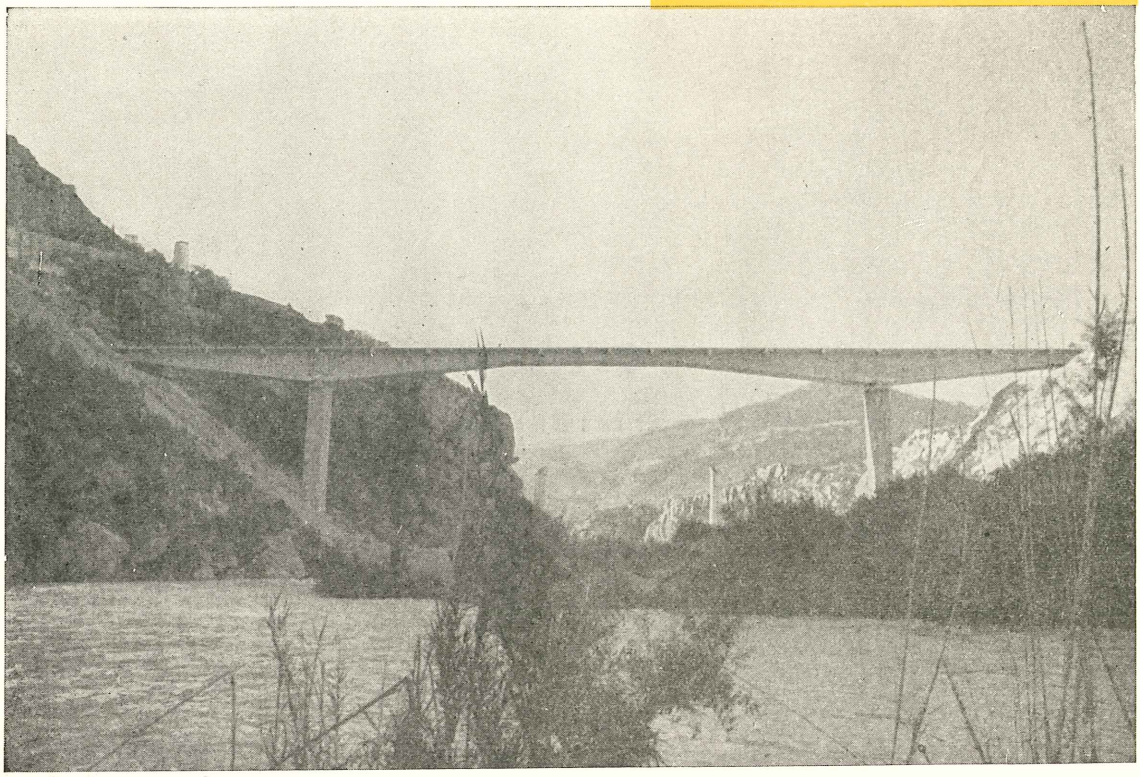
instituto eduardo torroja

de la construcción y del cemento

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

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

postesado sistema **Barredo**



Acueducto de Loriguilla (Valencia)
Tramo central de 100 m.

Constructor: CONINSA **Postesado: BARREDO**

Gatos y bombas automáticos

SISTEMA BARREDO

Unidades de tensión 3ϕ de tracción equilibrada

SISTEMA MULTI-B

Unidades de tensión 12ϕ5, 12ϕ6, 12ϕ7, 12ϕ8, 9ϕ0'5", 9ϕ0'6", 12ϕ0'5", 12ϕ0'6", etc., con posibilidad bajo pedido de equilibrio de tensiones

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

F. DEL POZO

asociación española del hormigón pretensado

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,—

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.

hormigón y acero n. 94-95

últimas noticias de hormigón pretensado

índice

Páginas

— ***Resumen de las actividades de la Asociación Española del Hormigón Pretensado durante el año 1969*** 11
R. Piñeiro.

— ***VI Asamblea Técnica Nacional de la Asociación Española del Hormigón Pretensado. Valencia, 18 a 21 de noviembre de 1969. Informe general*** 29
R. Piñeiro.

— ***Discurso inaugural*** 47
F. Cassinello.

628-0-27 ***Informe general sobre el tema I: Aceros*** 49
Rapport général sur le thème I: Aciers.
General Report on Theme I: Steels.
F. del Pozo.

628-0-28 ***Fabricación de cordones para armaduras de hormigón pretensado*** 75
Fabrication de torons pour armatures en béton précontraint.
Manufacture of tendons for prestressed concrete reinforcements.
F. J. Jiménez Atienza.

628-0-29 ***Alargamiento y límite elástico de los aceros. Normalización*** 95
Allongement et limite élastique des aciers. Normalisation.
Elongation and elastique limit of steels. Standardization.
J. I. Orbegozo y J. Betanzos.

Tema II. — Forjados. Planchers. Flooring structures.

591-8-10 ***Consideraciones generales sobre prefabricación*** 103
Considération générales sur la préfabrication.
General remarks on prefabrication.
M. Moneo.

951-5-12 ***Apoyo de forjados sobre viguetas metálicas*** 115
Appui des planchers sur des poutrelles métalliques.
Support of flooring structures on metal joists.
A. Puerta.

Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

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

Páginas

591-5-13 ***Aplicaciones del pretensado en edificación*** 125
Application de la précontrainte au bâtiment.
Use of prestressing in building.
J. B. Ripoll.

591-5-14 ***El forjado Spiroll*** 135
Le plancher Spiroll.
Spiroll flooring structures.
R. Romero.

591-8-11 ***Mejoras en la construcción de losas para puentes y nuevo tipo de cubierta*** 147
Améliorations dans la construction des dalles pour ponts et nouveau type de couvertures.
Improvements in the construction of slabs for bridges and a new type of roofing.
H. Trigueiros.

591-5-15 ***Forjados de hormigón pretensado*** 152
Planchers en béton précontraint.
Prestressed concrete flooring structures.
F. Cassinello.

591-5-16 ***La contribución de las vigas Preflex para la realización de forjados de gran luz y canto pequeño*** 161
La contribution des poutres Preflex à la réalisation des planchers à grande portée et à faible épaisseur.
Contribution of Preflex beams to the construction of large span low depth flooring structures.
C. Alvarez.

457-9-18 ***Aspectos estructurales de la industria del hormigón pretensado*** 186
Aspects structuraux de l'industrie du béton précontraint.
Structural aspects of the prestressed concrete industry.
L. Gómez-Centurión.

591-5-17 ***Informe general sobre el tema II: Forjados*** 197
Rapport général sur le thème II: Planchers.
General report on theme II: Flooring structures.
F. Ruvira.

Tema III. — Montaje y colocación en obra de elementos prefabricados. — Montage et mise en oeuvre d'élements préfabiqués. — Assembly and site erection of precast units.

837-4-25 ***Prefabricación de puentes por dovelas en España*** 199
Péfabrication de ponts par douelles en Espagne.
Prefabrication of bridges by dowels, in Spain.
C. Fernández Casado.

837-5-01 ***Cimbra para construcción de tramos cantilever* in situ** ... 215
Cintre pour la construction de travées cantilever in situ.
Formwork for the construction of cantilever sections in situ.
G. Aparicio.

837-4-26 ***Unión de los elementos prefabricados del viaducto de Chillon mediante resina epoxi*** 225
Assemblage d'éléments préfabriqués pour la construction du viaduc de Chillon à la résine époxy.
Joint of prefabricated elements of the Chillon viaduct by means of epoxi resin.
M. Antolín.

Páginas

837-4-27 ***Lanzamiento de vigas de puentes y colocación de vigas de forjados y cubiertas*** 229
Ripage de poutres de ponts et mise en place de poutres de planchers et de couvertures.
Bridge girder throwing and placing of roofing girders.
C. Barredo.

837-5-02 ***Proyecto de encofrados y carros de transporte para el hormigonado in situ del puente en voladizo sobre el río Higuamo (República de Santo Domingo)*** 245
Projet de coffrages et chariots de transport pour le bétonnage in situ du pont en encorbellement sur la rivière Higuamo (République de Saint-Domingue).
Formwork program and transportation trucks organisation for concreting in situ the cantilevered bridge over the Higuamo river (Sto. Domingo Republic).
J. Flors.

837-4-28 ***Montaje de piezas prefabricadas en obras marítimas*** ... 251
Montaje d'élements préfabriqués en travaux maritimes.
Assembly of prefabricated units in maritime works.
J. A. López-Jamar.

837-4-29 ***Informe general sobre el tema III: Montaje*** 269
Rapport général sur le thème III: Montage.
General report on Theme III: Assembly.
C. Fernández Casado.

Tema IV. — Realizaciones. Primera parte. — Réalisations. Première partie. — Work done. First part.

591-8-12 ***Piezas prefabricadas para aparcamientos*** 273
Eléments préfabriqués pour parkings.
Prefabricated units for parking sites.
J. Calavera y B. Gómez Sedano.

591-6-4 ***Edificación Picadero y garaje Catasús*** 291
Bâtiment Picadero et garage Catasús.
Building of Catasús horse riding school and garage.
C. Fernández Casado.

591-8-13 ***Vigas huecas pretensadas*** 296
Poutres vides précontraintes.
Hollow prestressed girders.
M. Fisac.

591-8-14 ***Piezas especiales con secciones huecas*** 304
Pièces spéciales à sections vides.
Special units with hollow cross-section.
A. Maestud.

591-8-15 ***Vigas en V, pretensadas*** 319
Poutres en V, précontraintes.
Prestressed V girders.
A. Puerta.

591-0-15 ***Ultimas obras tensadas con el sistema Barredo*** 325
Derniers ouvrages mis en contrainte grâce au procédé Barredo.
Latest projects involving prestressing by the Barredo procedure.
C. Barredo.

837-3-11 ***Mejoras introducidas últimamente en los procedimientos Barredo*** 341
Améliorations apportées dernièrement aux procédés Barredo.
Latest improvements in the Barredo procedures.
C. Barredo.

Páginas

591-0-16 ***Informe general sobre el tema IV: Realizaciones. Primera parte*** 354
Rapport général sur le thème IV: Réalisations. Première partie.
General report on Theme IV: Work done. First part.
R. Terradas.

Tema IV: Realizaciones. Segunda parte. — Réalisations. Deuxième partie. — Work done. Second part.

591-2-37 ***Puentes*** 356
Ponts.
Bridges.
L. Fernández Troyano.

591-2-38 ***Pasos y viaductos urbanos*** 373
Passages et viaducs urbains.
Urban overpasses and viaducts.
J. Manterola.

591-2-39 ***Puentes pretensados para autopistas*** 383
Ponts précontraints pour autoroutes.
Motor road prestressed bridges.
A. Páez.

591-2-40 ***Proyecto y ejecución de puentes para autopistas*** 395
Projet et exécution de ponts pour autoroutes.
Design and erection of motor road bridges.
J. V. Almela.

591-0-17 ***Diversas realizaciones con el sistema C.C.L.*** 405
Plusieurs réalisations grâce au système C.C.L.
Various works done with the C.C.L. system.
F. Elia.

591-0-18 ***Algunas obras pretensadas*** 410
Quelques ouvrages précontraints.
Some prestressed projects.
C. Siegrist.

591-2-41 ***Algunos puentes pretensados con el sistema BBRV en las autopistas catalanas*** 419
Quelques ponts précontraints grâce au système BBRV aux autoroutes catalanes.
Some prestressed bridges adopting the BBRV system on the Catalan motor roads.
M. Raspall.

591-8-16 ***Colección de puentes pretensados prefabricados*** 449
Série de ponts précontraints préfabriqués.
Various prestressed, prefabricated bridges.
E. González Valle.

591-0-19 ***Informe general sobre el tema IV: Realizaciones. Segunda parte*** 460
Rapport général sur le thème IV: Réalisations. Deuxième partie.
General report on theme IV: Work done. Second part.
J. Soler.

— ***Discurso de clausura*** 463
F. Cassinello.

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

E S P A Ñ A

AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya).
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.
BAGANT. — Castellón.
BUTSEMS, S. A. — Barcelona.
BUTSEMS, S. A. — Madrid.
BUTSEMS, S. A. — Valencia.
CAMARA, S. A. — VIGUETAS CASTILLA. — Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S. A. — Madrid.
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid.
CENTRO DE ESTUDIOS C.E.A.C. — Barcelona.
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona.
CIMACO, S. A. — Madrid.
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.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid.
EDES, S. A. — Madrid.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA. — AUXINI. — Madrid.
ENAGA, S. A.— Madrid.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.
E. T. S. ARQUITECTURA. — Barcelona.
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.

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.

OTAISA. — Sevilla.

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 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.
RUBIERA PREFLEX, S. A. — Gijón (Oviedo).
S. A. E. M. — Valencia.
SAINCE. — Madrid.
SALTOS DEL SIL, S. A. — Madrid.
SECOTEC. — Madrid.
SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES. — Barcelona.
SISTEMAS TAU, S. A. — Madrid.
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).
TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona).
TEPSA. — Tarrasa (Barcelona).
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 OBRAS PROVINCIALES.— San Sebastián (Guipúzcoa).
VIGAS REMARRO. — Motril (Granada).
VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — Oviedo.
VIGUETAS BORONDO. — Madrid.
VIGUETAS CORONA, S. A. — Sevilla.
VIGUETAS FERROLAND, S. A. — Santa Coloma de Gramanet (Barcelona).
VIGUETAS NUÑEZ. — Salamanca.

EXTRANJERO

COMISION MIXTA ARGENTINO-BOLIVIANA. — Buenos Aires (República Argentina).
EMPRESA DE CONSTRUÇOES CIVIS E INDUSTRIAIS, LDA. — Lourenço Marques (Mozambique).
ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL. — Universidad Católica de Valparaíso. Valparaíso (Chile).
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).

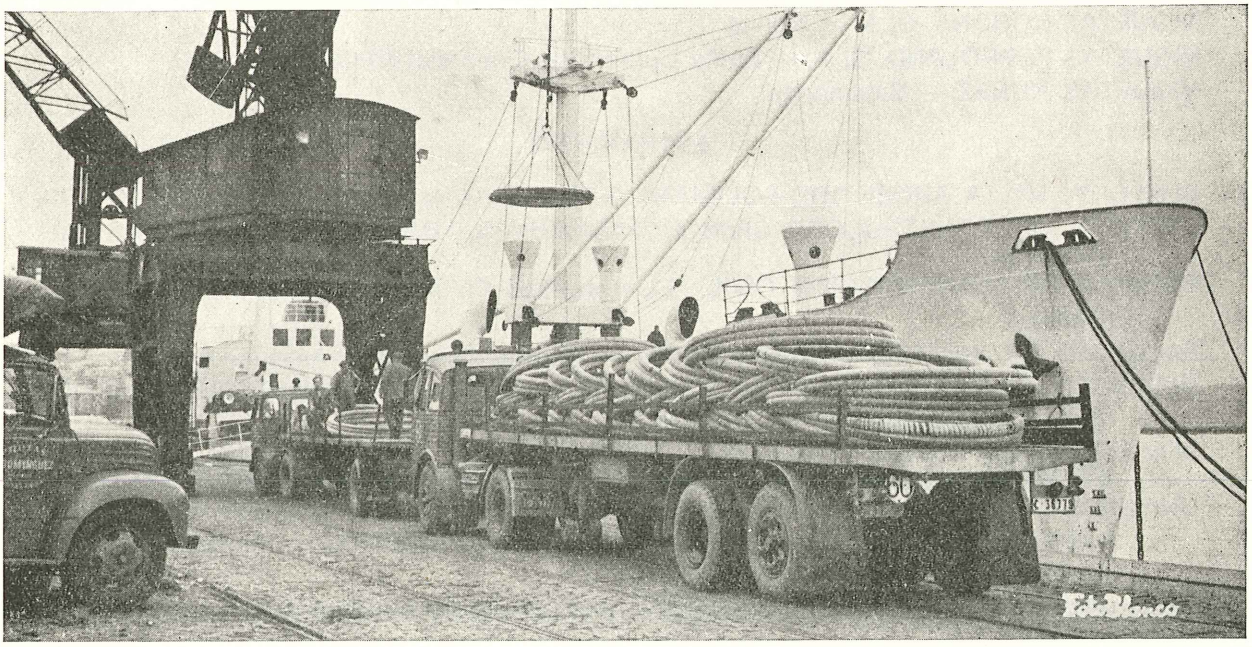
ACEROS EMESA

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

resumen de las actividades de la asociación española del hormigón pretensado durante el año 1969

R. PIÑEIRO

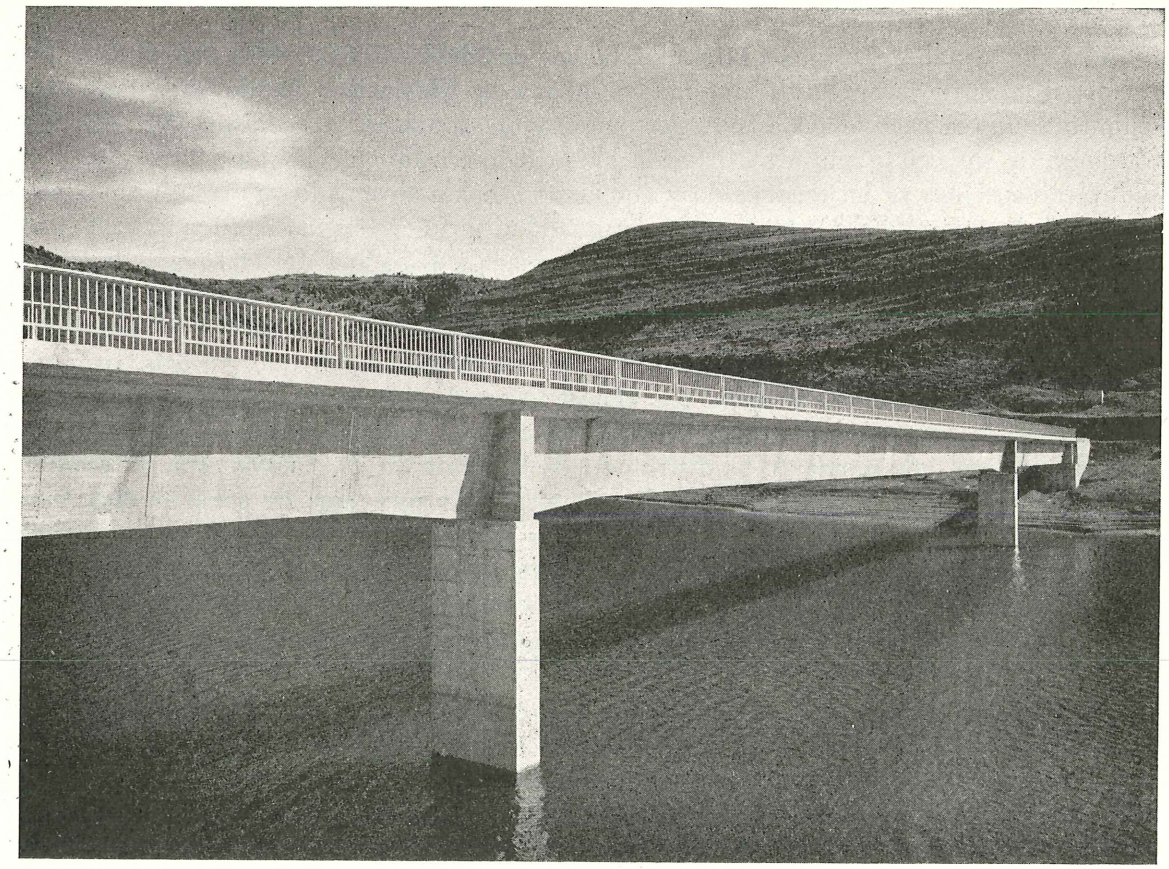
Cuando, siguiendo la costumbre ya tradicional, nos disponemos a redactar estas líneas con el fin de hacer un resumen de las actividades de nuestra Asociación durante el pasado año 1969, para incluirlas como prólogo del número de la revista HORMIGÓN Y ACERO correspondiente al primer trimestre de 1970, nos tropezamos con la duda de cuál debe ser el tema que por su interés o trascendencia para el futuro de la Asociación conviene abordar primero. Han sido varios y de naturaleza totalmente diferente los acontecimientos ocurridos, a lo largo de los trescientos sesenta y cinco días de 1969, que habrán de ejercer una notable influencia en la marcha de la Asociación. Y aun cuando todos ellos hemos de comentarlos, si bien sea con toda la brevedad que el escaso espacio disponible nos permite, es necesario establecer un orden de prelación; y en ello estriba la dificultad. ¿Por dónde empezar?

Después de algunas vacilaciones nos hemos decidido a iniciar estos comentarios tratando del tema de la nueva estructuración dada a la Asociación. Desde hace tiempo se venía sintiendo la necesidad de conceder una mayor autonomía a la misma. Su actuación a lo largo de sus veinte años de existencia había demostrado que la Asociación, como en múltiples ocasiones se ha reconocido y comentado, había alcanzado su mayoría de edad y que era justo que pudiese ostentar una personalidad jurídica propia. Ante la evidencia de tales hechos, la Comisión Permanente de la Asociación Española del Hormigón Pretensado se decidió a gestionar de los Organismos oficiales competentes el reconocimiento y registro de la Asociación como Entidad independiente. El paso era de gran trascendencia y tenía sus peligros. En primer lugar, no se quería de ningún modo que perdiese su carácter estrictamente científico y ajeno por completo a todo interés de índole comercial, conservando así las características fundamentales que venía teniendo desde su fundación gracias a lo cual en todo momento ha disfrutado de la confianza de cuantos están interesados en la técnica del pretensado, y alcanzado un prestigio y una fama de ecuanimidad, tanto dentro como fuera de nuestras fronteras que, en otras condiciones, no hubiera conseguido lograr. Y esta independencia no podría mantenerse si para cubrir sus necesidades económicas hubiera tenido que recurrir al apoyo financiero de cualquiera de los grupos de Asociados que la forman. En el ánimo de todos está que, con las cuotas que se vienen cobrando, la Asociación es incapaz de hacer frente a los gastos que sus múltiples actividades, cada día en aumento, exigen. Si el Instituto Eduardo Torroja no le prestase su incondicional e ilimitada ayuda, no sólo cediéndole sus locales, su organización, sus servicios y su personal, sino también cubriendo con sus propios fondos los déficit anuales con que todos los años la Asociación cierra su ejercicio económico, ésta se habría visto obligada a limitar drásticamente sus actividades y de ninguna forma habría alcanzado su auge actual. Por

otra parte, y precisamente teniendo en cuenta el hecho de que por ser un centro de investigación, el Instituto no persigue ningún fín de lucro y únicamente está interesado en difundir la técnica del pretensado, como cualquiera de las otras utilizadas en la construcción, no exige como contrapartida de la ayuda que presta, beneficios ni privilegios de ningún tipo.

Todas estas consideraciones han inducido a que en la redacción de los Estatutos de la nueva Asociación se haya procurado establecer las condiciones precisas para que, sin mengua de la independencia jurídica que se quería dar a la Asociación Técnica Española del Pretensado, fuese posible mantener el actual *status* económico. Ello justifica el artículo adicional que al final de los citados Estatutos figura y que todos habréis podido leer. Justo es reconocer que la Dirección del Instituto Eduardo Torroja, dando una prueba más de su amplio espíritu de comprensión y de su desinteresado deseo de colaboración, en todo momento ha venido prestando a la Comisión su valiosa ayuda, tanto en la preparación de los nuevos Estatutos como en las gestiones necesarias para conseguir su aprobación, con la redacción actual, por parte de la Dirección General de Política Interior y Asistencia Social del Ministerio de la Gobernación, previo informe favorable de la Dirección General de Seguridad. Precisamente en estas gestiones, la actuación del Secretario General del Instituto ha resultado decisiva, pudiendo afirmarse que, únicamente gracias a ella, fue posible conseguir el reconocimiento de la licitud y determinación de los fines de la Asociación Técnica Española del Pretensado y el visado de sus Estatutos.

Pasarela sobre el embalse de Mansilla.



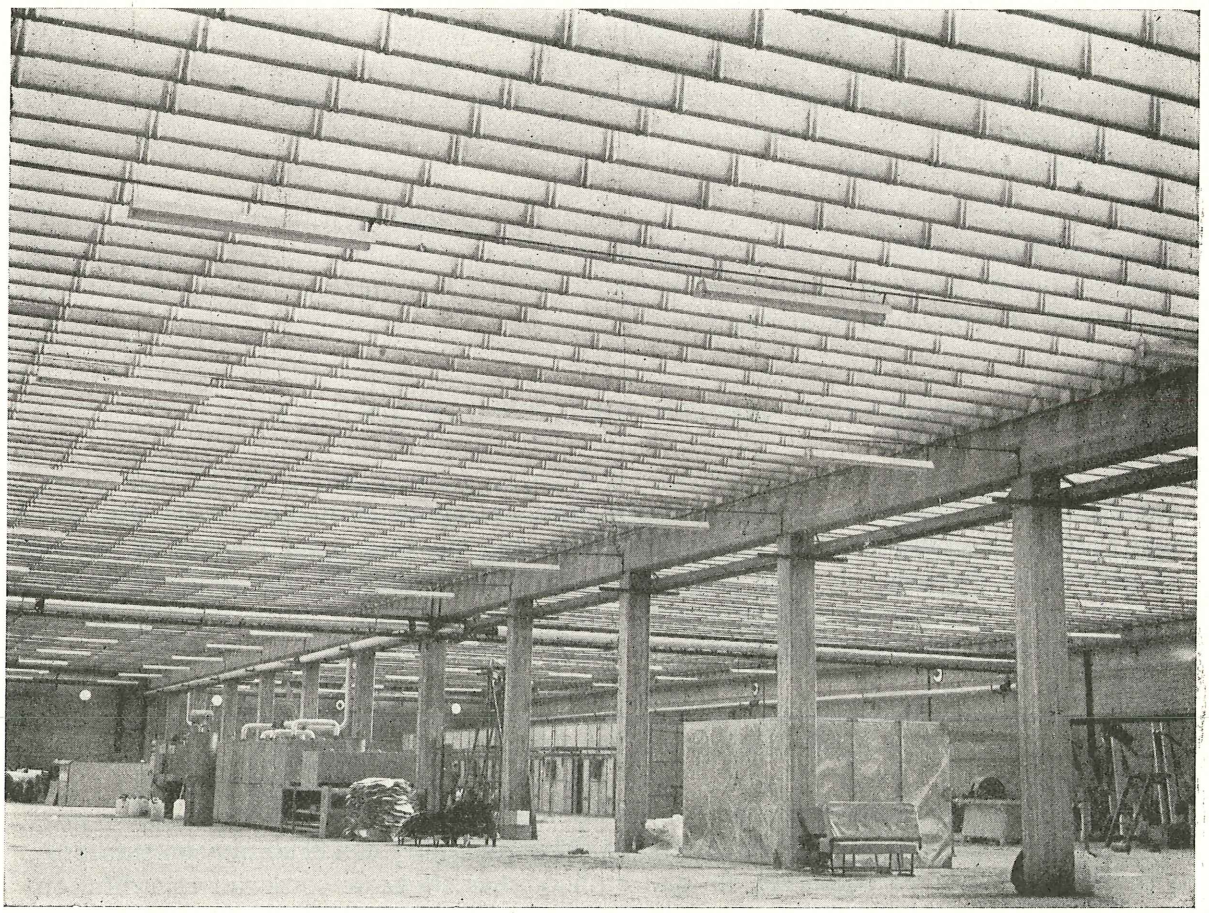
F. DEL POZO

El contenido de estos Estatutos todos lo conocéis, puesto que a cada uno de vosotros se os ha enviado un ejemplar. Como habréis podido comprobar, se mantienen las mismas líneas generales de actuación.

Quizá resulte conveniente aclarar brevemente los motivos por los cuales se ha modificado la denominación de la antigua Asociación, lo que posiblemente algunos hayan lamentado. Se ha querido con ello ampliar el contenido de la Asociación dando entrada en ella no sólo a la técnica del hormigón pretensado, sino a todas aquellas que en la actualidad se van desarrollando, en las que sin necesidad de que intervenga el hormigón se aplican los principios fundamentales del pretensado. El que con ello, al propio tiempo, su designación mediante siglas (A.T.E.P.) tan normal en la actualidad, haya resultado más fonética ha sido un puro azar con el que hemos salido favorecidos por añadidura.

Pero en fin, todo esto tiene una importancia muy secundaria. El hecho fundamental es que la Asociación Técnica Española del Pretensado, con su personalidad jurídica propia legalmente reconocida, con sus Estatutos aprobados por la Autoridad competente, ya está en marcha. Digno es también de comentario el significativo hecho de que a la consulta formulada a los antiguos miembros de la A.E.H.P. para saber si querían pasar a pertenecer a la nueva Asociación, sólo uno de los setecientos y pico consultados haya contestado negativamente.

Cubierta de nave con vigas huecas prefabricadas por dovelas.



Finalmente, como todos sabéis, puesto que en ella estáis participando en el momento en que se redacta este comentario, en la actualidad se está procediendo a la elección de los once miembros que han de constituir la Junta de Gobierno que se encargará de dirigir las actividades de la nueva Asociación, a la que auguramos y deseamos, muy sinceramente, los mejores éxitos.

Mucho, quizá demasiado, nos hemos extendido en este comentario. La importancia del tema, sin embargo, creemos que lo justifica. No obstante, y antes de pasar a exponer las principales actividades desarrolladas por la Asociación durante 1969, queremos aún dedicar unas palabras especiales a otro hecho fundamental. Se trata de la celebración de la VI Asamblea Técnica Nacional de la A. E. H. P., celebrada en Valencia durante los días 18 a 21 del pasado noviembre.

Como quiera que precisamente este número extraordinario de nuestra revista va íntegramente dedicado a recoger los textos de las diversas comunicaciones presentadas a la misma, y teniendo en cuenta que como introducción a tales comunicaciones, se incluye un amplio comentario de dicha Asamblea, junto con el programa detallado de la misma, se estima que no es necesario aquí insistir sobre el tema y que sólo procede destacar el interés con que fue acogida su convocatoria, el excepcional comportamiento de cuantos en la bella ciudad valenciana nos acogieron, desde el primer momento, con el mayor cariño y benevolencia, prestándonos una colaboración y un apoyo sin lo cual nada hubiésemos conseguido, y gracias a lo cual, por el contrario, todo resultó fácil y maravilloso. No es posible dar aquí nombres, pues nos alargaríamos demasiado. Sólo diremos que desde las primeras autoridades de la capital hasta el más modesto empleado del Ateneo Mercantil donde se celebraron las Sesiones y pasando por todos los Organismos y Centros Oficiales, Empresas y Agrupaciones de la localidad se volcaron materialmente en atenciones y agasajos. Los que asistieron a la Asamblea son testigos de que es cierto cuanto decimos. Los que por diversas causas no pudieron acudir, si leen el resumen general del programa que más adelante se incluye, podrán formarse una idea sobre la veracidad de nuestros comentarios.

Quedan todavía algunos otros temas importantes que comentar. Pero el espacio apremia y, aun lamentándolo, nos vemos obligados a dejarlos para otra ocasión. Pasemos, por tanto, a enunciar del modo más resumido posible lo más interesante de cuanto durante el año 1969 ha ocurrido o se ha realizado.

1. NUEVO MIEMBRO DEL COMITE EJECUTIVO DE LA F. I. P.

En la reunión celebrada en Dresde por el Consejo Administrativo de la Federación Internacional del Pretensado se adoptó, entre otros, el acuerdo de designar a don José Antonio Torroja, Vicepresidente de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, miembro del Comité Ejecutivo de la F. I. P. Con este nombramiento, la Asociación Española vuelve a estar representada en dicho Comité, Organo directivo de la citada Federación, al cual no pertenecía desde el fallecimiento de don Eduardo Torroja.

2. REUNIONES PUBLICAS ORGANIZADAS POR LA ASOCIACION

Siguiendo con el criterio de que uno de los fines primordiales de la Asociación es procurar la mayor difusión posible de la técnica del pretensado y con el convencimiento, fruto de la experiencia ya adquirida, de que el modo más eficaz de conseguir esta difusión

es el de celebrar reuniones públicas en las que se comenten las últimas novedades y aplicaciones del pretensado, durante el año 1969 se han pronunciado varias conferencias, organizadas por la Asociación, muchas de ellas con la colaboración de otros Organismos oficiales, en diversas capitales. Es de destacar que la colaboración de dichos Organismos, siempre que la hemos solicitado, nos ha sido concedida con la mayor amabilidad y total desinterés. A todos ellos queremos, desde estas páginas, expresarles nuestro más sincero agradecimiento por su inapreciable ayuda que nos permite ir llevando a las diferentes provincias españolas el conocimiento de las ventajas que la técnica del pretensado ofrece, de sus posibilidades, de sus aplicaciones; en fin, ir despertando un mayor interés por esta técnica en cuantos, por falta de la necesaria información, hasta ahora no se habían preocupado de ella.

Con independencia de la Asamblea Nacional de la que, por su carácter extraordinario, como ya hemos mencionado, nos ocuparemos más adelante en este mismo número de la revista, de un modo más detallado, se celebraron durante el año que se comenta las siguientes conferencias:

12 de febrero.—Conferencia en Costillares, por don Carlos Fernández Casado, sobre el tema "Ejecución de tramos pretensados por dovelas en voladizo". Fue ilustrada con la proyección de numerosas diapositivas y al final se proyectó una película tomada durante la construcción del puente de Iznájar.

14 de febrero.—Conferencia del señor Torroja, en los locales del Colegio Oficial de Arquitectos de Cataluña y Baleares, en Barcelona, sobre el tema "El pretensado crea nuevos tipos estructurales". En el curso de la misma se proyectaron varias diapositivas.

25 de febrero.—El señor Jamar pronunció, en Costillares, una conferencia titutada "Algunas realizaciones postensadas en prefabricación pesada", en la cual describió la gran planta de prefabricación instalada por la Empresa Dragados y Construcciones en La Rábida para la construcción de varias importantes obras pretensadas en la bahía y puerto de Huelva. La exposición del señor López Jamar fue ilustrada con la proyección de diapositivas.

13 de marzo.—Don Carlos Fernández Casado repitió en el Colegio Oficial de Arquitectos, en Barcelona, su conferencia titulada "Ejecución de tramos pretensados por dovelas en voladizo" anteriormente reseñada.

29 de abril.—Conferencia del señor Torroja, en el Salón de Actos de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valencia, ilustrada con diapositivas, sobre el tema "Nuevos tipos y materiales en estructuras pretensadas".

8 de mayo.—En la Escuela Técnica Superior de Arquitectura, de Sevilla, don Carlos Fernández Casado repitió su conferencia, ya reseñada anteriormente, titulada "Ejecución de tramos pretensados por dovelas en voladizo".

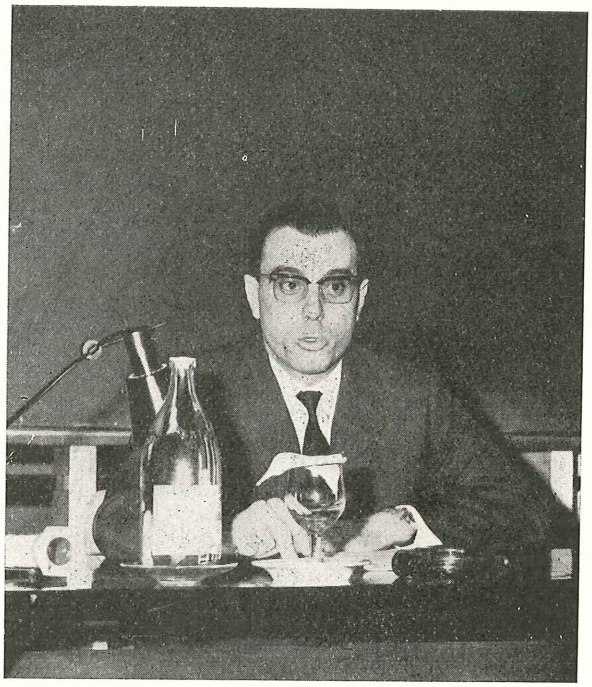
12 de mayo.—El señor Cassinello pronunció, en el Salón de Actos de la Caja de Ahorros y Monte de Piedad de Zaragoza, en una reunión organizada conjuntamente por la Asociación y el Colegio Oficial de Arquitectos de Aragón y Rioja, una conferencia titulada "La estética del pretensado", ilustrada con la proyección de numerosas diapositivas.

21 de mayo.—En Costillares, el señor Fisac pronunció una conferencia sobre el tema "Piezas huecas pretensadas", durante la cual se proyectaron varias diapositivas.

3 de junio.—El señor López Jamar repitió, en el Colegio Oficial de Arquitectos de Aragón y Rioja, en Zaragoza, la conferencia anteriormente pronunciada en Madrid, titulada "Algunas realizaciones postensadas en prefabricación pesada" que ya ha sido comentada



Sr. Fernández Casado.



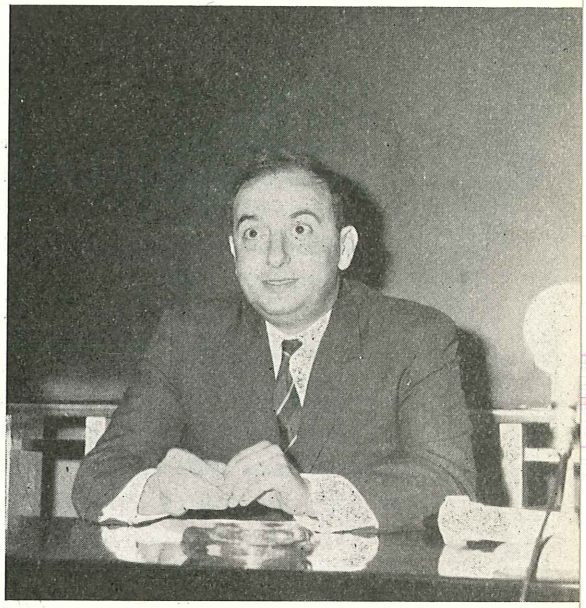
Sr. Torroja.



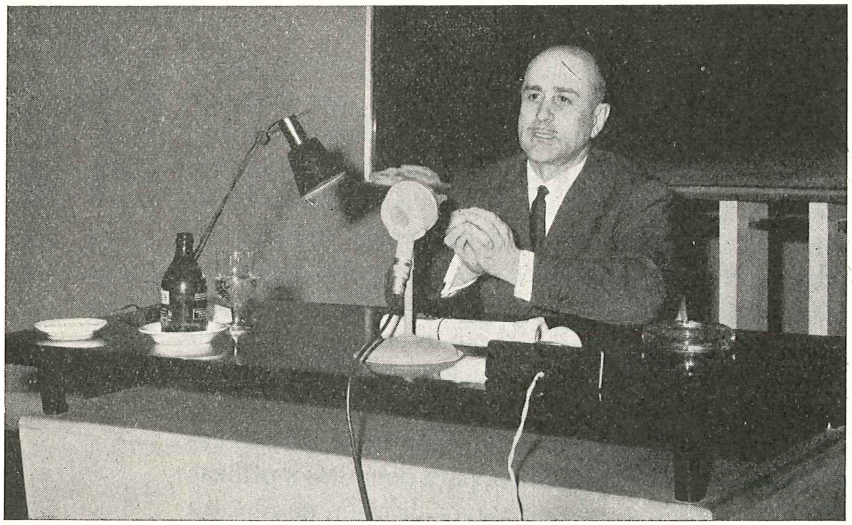
Sr. López Jamar.



Sr. Cassinello.



Sr. Cherki.



Sr. Fisac.



Sr. Martínez Calzón.

10 de junio.—En Costillares, el Ingeniero de la STUP Roger Cherki pronunció, en francés, una conferencia titulada "Realizaciones recientes en hormigón pretensado", al final de la cual se proyecto una película sobre la construcción del puente de Oleron.

13 de junio.—En el Salón de Actos del Colegio de Arquitectos Vasco-Navarro, en Bilbao, y en el curso de una reunión organizada conjuntamente por dicho Colegio y nuestra Asociación, el señor Martínez Calzón pronunció una conferencia sobre el tema "Estructuras metálicas y mixtas pretensadas", ilustrada con diapositivas.

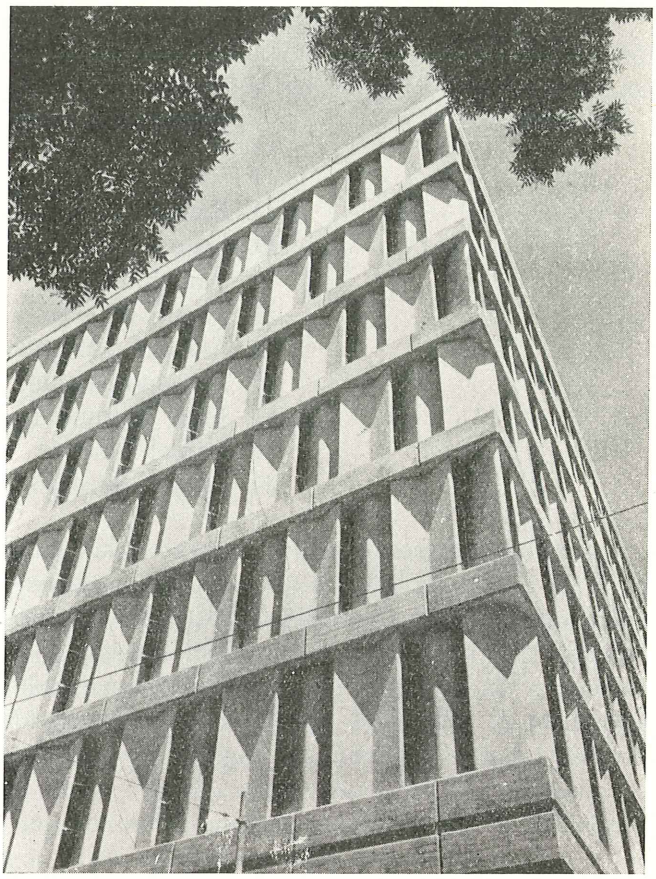
Y ésta fue la última de las conferencias pronunciadas durante 1969. Debido a las vacaciones de verano, primero, y a la celebración de la VI Asamblea Técnica Nacional de la Asociación, después, durante los días 18 a 21 de noviembre, en Valencia, no se estimó oportuno convocar nuevas reuniones públicas. No obstante, el éxito indudable de estas reuniones y el marcado interés que despiertan en todos los lugares hace que la Asociación considere fundamental mantener y, si fuese posible, aumentar la programación de estos Actos por entender que constituyen una de las actividades de mayor trascendencia para la realización de los fines que tiene encomendados y haberse comprobado que siempre tienen una acogida muy favorable por parte de todos los Asociados.

Como se deduce de la reseña de las conferencias celebradas, durante el año 1969 se ha conseguido ampliar el número de capitales en las cuales se dan las mismas. Durante los primeros años sólo se daban en Madrid, en Costillares. Después se consiguió poderlas repetir también en Barcelona. Ahora, finalmente, se ha logrado que además de en Madrid y Barcelona se puedan celebrar en otros lugares: Sevilla, Valencia, Zaragoza y Bilbao. La idea es persistir en esta línea de actuación y seguir aumentando el campo cubierto con estas actividades. Los contactos ya establecidos y las gestiones que se vienen realizando permiten asegurar que nuestro propósito podrá verse cumplido.

Y para concluir con este tema parece oportuno llamar de nuevo la atención a todos los Asociados sobre el hecho de que la tribuna de nuestra Asociación está siempre dispuesta a acoger a cuantos tengan algo interesante que exponer, algún problema que discutir, alguna realización que comentar. El intercambio de ideas y soluciones, el conocimiento de los nuevos medios de que se dispone para la ejecución de las estructuras pretensadas, resulta indispensable. Es de la mayor importancia llegar a convencer a todos de las enormes posibilidades que la técnica del pretensado ofrece en las diferentes ramas y campos de la construcción. Y la mejor forma de lograrlo es contando cada uno a los demás sus experiencias, los problemas que pueden presentarse y el modo en que deben resolverse. Animo, pues, y decidiros a participar en estas reuniones. Estamos dispuestos a daros toda clase de facilidades y deseando poder hacerlo. No olvidéis que lo que cada uno ya conoce o ya ha resuelto y, como consecuencia, puede considerar que no tiene interés comentarlo, a otros muchos quizá les sirva para solucionar su problema, para decidirse a utilizar el pretensado en nuevas aplicaciones. Y con ello se conseguirá una mayor difusión de nuestra técnica lo que, en definitiva, constituye el fin primordial para el cual todos nos hemos decidido a integrarnos en la Asociación.

3. PUBLICACIONES

Ya en el número 90 de nuestra revista, correspondiente al primer trimestre del pasado años, nos lamentábamos del retraso con que se venía distribuyendo esta publicación, debido al exceso de trabajo que pesaba sobre la Asociación con motivo de la organización



Fachada del edificio IBM.

de los Simposios Internacionales de la F. I. P. Cuando todavía no nos habíamos recuperado de ese retraso se acordó la celebración de la VI Asamblea, lo cual, como ya se comprende, obligó de nuevo a abandonar o aplazar un cierto número de las actividades normales de la Asociación con el objeto de poder dedicar todos los esfuerzos a la preparación de dicha Asamblea. Es indudable que con los medios de que disponemos resulta materialmente imposible atender a todas las cosas al mismo tiempo. Como lógica consecuencia, la preparación de la revista quedó abandonada durante algunos meses, y así, los números correspondientes al año 1969 se han publicado con gran retraso. Ha sido un fallo que honradamente reconocemos, pero que no ha habido manera de evitar a pesar de haber puesto en ello nuestra mejor voluntad. Por ello os presentamos nuestras excusas y solicitamos de vuestra benevolencia un margen de confianza que, estamos convencidos, no habréis de negarnos. Podemos aseguraros que esta anomalía constituye para nosotros una verdadera preocupación que intentamos por todos los medios evitar. Pero hay circunstancias en que nuestros mejores deseos no bastan para resolver el problema. Concluida la Asamblea dedicamos primordial atención a la revista, y, gracias a ello, como habéis podido comprobar, los cuatro números del citado año 1969 han ido saliendo lo más rápidamente posible, prácticamente uno cada mes, con lo cual hemos logrado recuperar el tiempo perdido; y así el presente número extraordinario, correspondiente a los dos primeros trimestres del año actual, se puede ya distribuir casi dentro del plazo normal. Podemos aseguraros que el haber conseguido ponernos al día en esta publicación constituye una verdadera satisfacción que nos compensa sobradamente del gran esfuerzo realizado. Nuestro mayor deseo, como podréis suponer, es que esta normalidad no vuelva nunca a perderse y que cada número pueda salir dentro del trimetre correspondiente ¡Ojalá logremos conseguirlo!

Con respecto a la revista también os habréis dado cuenta de que, a partir del número 92, se ha producido un cambio en su Comité de Redacción que en la actualidad está constituido por los siguientes señores:

D. Ricardo Aroca.
D. Carlos Barredo.
D. Ramón Cuvillo.
D. Leonardo Fernández Troyano.
D. Juan Jódar.
D. Javier Manterola.
D. Antonio Martínez Santonja.
D. Mariano Moneo.
D. Juan Moreno Torres.
D. Rafael Piñeiro.
D. Rafael Romero.

Hay que destacar la leal y desinteresada colaboración que todos ellos vienen prestando en el desarrollo de la labor que se les ha encomendado. Regularmente, el primer martes de cada mes se celebra una reunión de este Comité para la selección de los artículos que deben incluirse en la revista, discutir la orientación que debe darse a la misma, gestionar la obtención de artículos originales, de nuevas colaboraciones, etc. Todavía es poco el tiempo que lleva de actuación, pero la buena disposición de todos y su interés en la realización de una labor eficaz permite augurar los mejores éxitos. El objetivo fundamental es llegar a conseguir que, en cada número de la revista, aparezcan por lo menos un par de artículos originales, pero para ello es necesario también que todos vosotros estéis dispuestos a colaborar y que cuando se os pida un trabajo no os neguéis a enviarlo.

Aparte de esto se ha estimado que no es conveniente dejar de incluir los artículos traducidos de otras revistas extranjeras cuando por su interés o novedad merezca realmente la pena darlos a conocer. Tanto en la Asociación como en el Instituto Eduardo Torroja se recibe mensualmente un elevado número de revistas técnicas procedentes de todos los países. En ellas aparecen con frecuencia algunos trabajos de gran categoría. En otras ocasiones se reciben de la F. I. P. informes o los textos de las comunicaciones presentadas a Congresos, Simposios o Reuniones internacionales, preparados por técnicos de categoría universal, verdaderos especialistas en los temas tratados. Todos estos trabajos encierran valiosas enseñanzas que no deben ser desaprovechadas. El darlos a conocer a nuestros Asociados, traducidos al español para su debida información, consideramos que es una labor que, por penosa que resulte, no podemos ni debemos abandonar. Esta es nuestra sincera opinión; pero nos sería muy interesante poder conocer la vuestra. No sólo sobre este tema, sino, sobre la revista en general; si consideráis que su orientación es la adecuada o debiera modificarse; si os gustaría que se incluyesen más artículos de descripción de obras, o teóricos, o sobre trabajos experimentales, etc.; si creéis que debe abrirse alguna nueva sección. En fin, cuantas sugerencias se os ocurran. Ya comprendemos que con el agobio actual de trabajo que siempre se tiene, resulta difícil encontrar un hueco para ponerse a meditar sobre estas cosas y redactar una carta con las conclusiones obtenidas. De todas formas, quizá algún día nos decidamos a realizar una encuesta sobre el particular. Pero mientras tanto, si alguno se decide a comunicarnos sus ideas, sus opiniones respecto a este tema, puede tener la seguridad de que serán bien recibidas y que se lo agradeceremos muy sinceramente. Nuestro deseo es que la revista sea del agrado de todos y que todos puedan sacar de ella el mayor provecho posible. Pero por mucho que nos esforcemos en conseguirlo siempre nos será muy difícil acertar si previamente no conocemos vuestros

gustos, vuestras necesidades, vuestras preferencias; en definitiva, lo que esperáis y deseáis encontrar en esta publicación que, no debéis olvidarlo, para vosotros se edita. ¿Creéis que daría resultado la encuesta? ¿Os parece conveniente que se convoque una reunión pública para, en plan de coloquio amistoso, discutir este tema? Esperamos vuestras opiniones.

Y pasemos ya al detalle de los índices de los cuatro números de HORMIGÓN Y ACERO correspondientes al pasado año 1969.

NÚMERO 90.—*Primer trimestre de 1969:*

— Hoy hace treinta y cinco años.

— Resumen de las actividades de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, durante el año 1968.

— "Puentes pretensados, en voladizo libre, construidos por el sistema Dywidag", por E. Rheinnecker.

— "El puente de Gladesville, en Sidney", por P. Jensen.

— "El puente de Lapstone".

— "Estructuras metálicas y mixtas pretensadas", por J. Martínez Calzón.

— "Notas de la F.I.P.", números 17 (octubre 1968) y 18 (noviembre-diciembre 1968).

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

NÚMERO 91.—*Segundo trimestre de 1969:*

— "Informe sobre la explosión e incendio de una nave agrícola en Loeches (Madrid)", por J. A. Fernández Ordóñez.

— "El puente de Nusle, en hormigón pretensado", por J. Klimes.

— "El viaducto, en curva, de la Porte de Paris, en Saint-Denis", por P. Sautier, G. Lacombe, G. Morançay y M. Henry.

— "Traviesas de hormigón pretensado", por S. Kajfasz y J. Zietek.

— "La línea de aerotrén París-Orleáns (primer tramo)".

— "Una escultura de Picasso, realizada en hormigón pretensado".

NÚMERO 92.—*Tercer trimestre de 1969:*

— "Comportamiento dinámico de vigas pretensadas de sección esbelta", por M. Como y C. Greco.

— "La investigación sobre hormigón pretensado en Europa Occidental", por F. K. Ligtemberg.

— "Edificios de hormigón pretensado: detalle de las uniones y resumen de normas", por la Comisión de la F.I.P. sobre "Estructuras de hormigón pretensado en regiones sujetas a movimientos sísmicos".

— "La técnica de las carreteras de hormigón pretensado". por R. Peltier.

— "Postes de hormigón pretensado en Polonia", por W. Grzegorzewski.

— "Hormigón ligero", por la Comisión de la F.I.P. sobre "Hormigón ligero pretensado".

— "Notas de la F.I.P.", números 19 (enero-febrero 1969), 20 (marzo 1969), 21 (abril 1969) y 22 (mayo-junio 1969).

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

NÚMERO 93.—*Cuarto trimestre de 1969:*

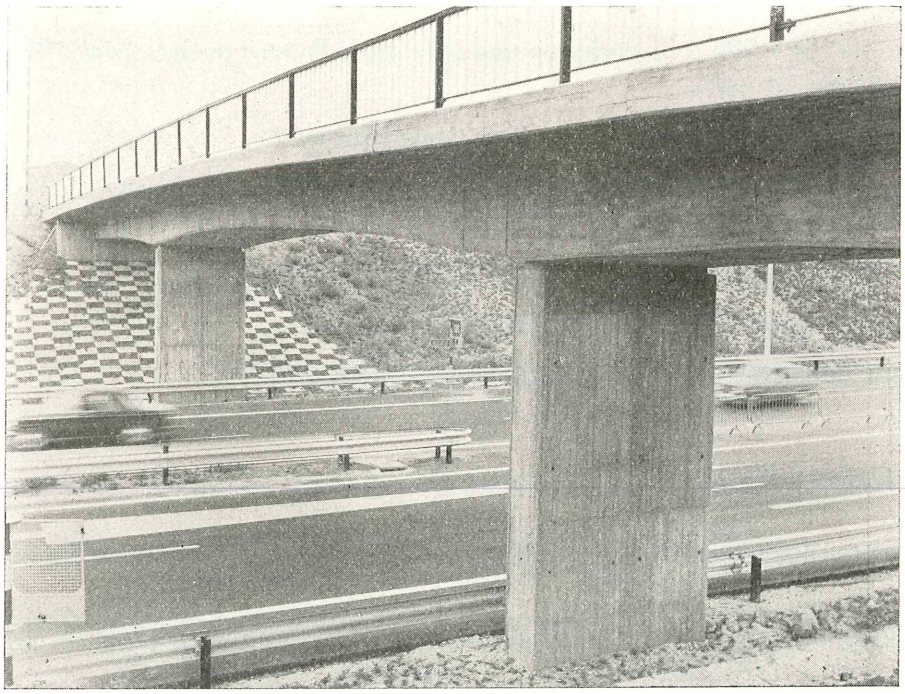
— "Comisión de durabilidad de la F.I.P. Resúmenes de trabajo números 1 a 4", por la Comisión.

— "El edificio Philips, en Viena", por K. Schwanzer.

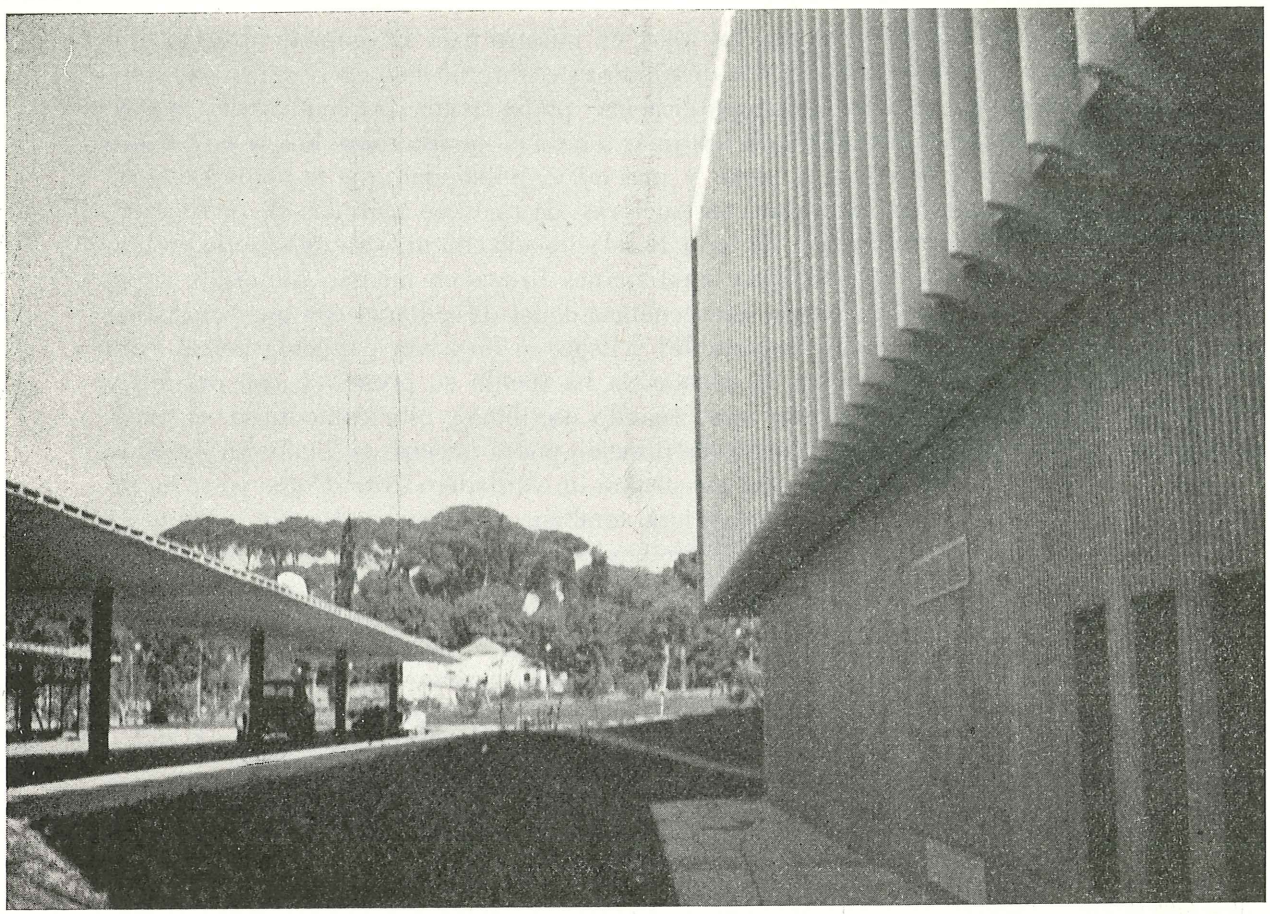
— "Adecuado empleo del hormigón ligero en la construcción de un viaducto excepcional", por A. J. Chr. Dekkes.

— "Estudios y ensayos relativos a la fatiga, a la relajación y a la adherencia de armaduras para hormigón armado y hormigón pretensado", por R. Baus.

— "La corrosión de las armaduras en los hormigones", por J. Calleja.



Paso superior en la autopista Mongat-Mataró.



Edificio social de Dragados y Construcciones, S. A.

— "Notas de la F.I.P.", números 23 (julio 1969), 24 (agosto-septiembre 1969), 25 (octubre 1969), 26 (noviembre 1969) y 27 (diciembre 1969).

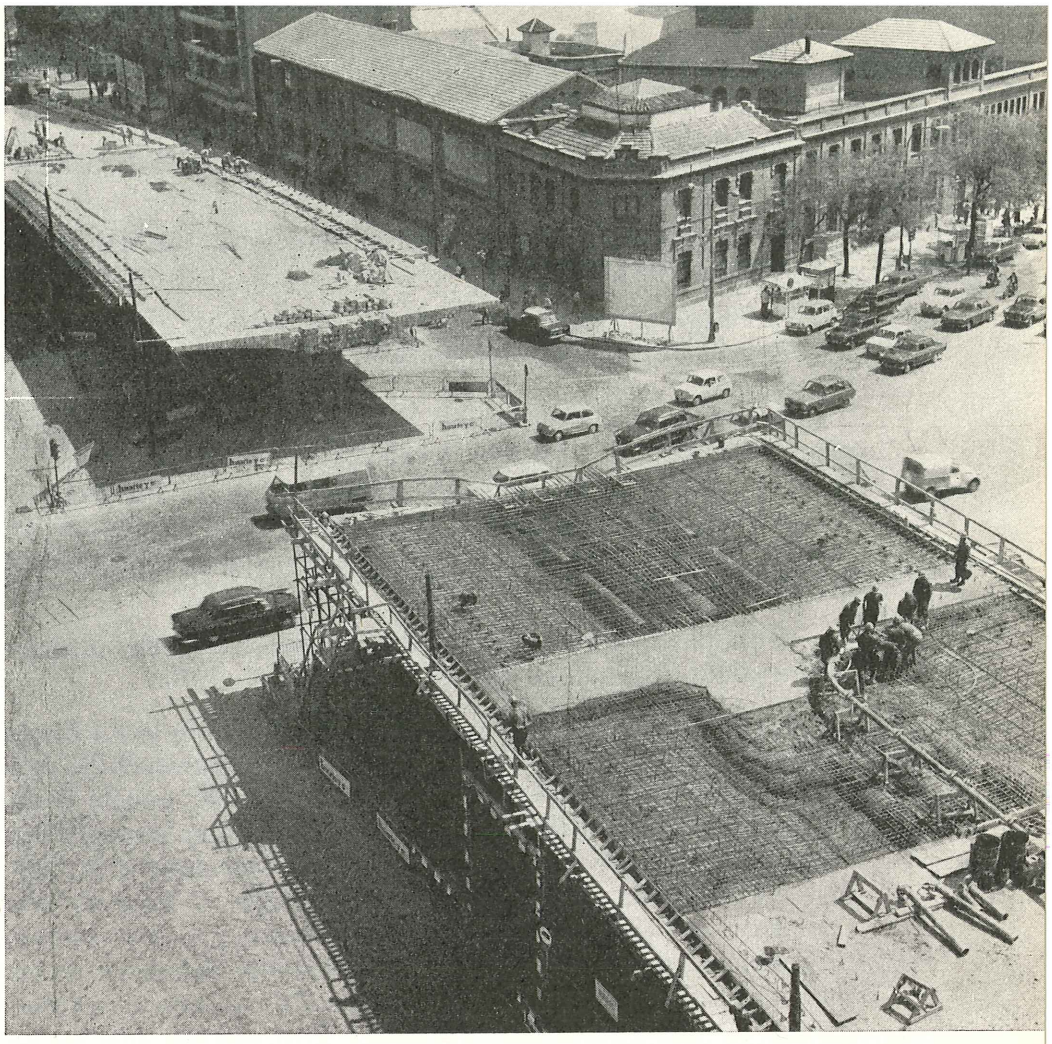
— Referencias bibliográficas de los artículos de mayor interés incluidos en las revistas recibidas en la Asociación a través del programa de intercambio de publicaciones organizado por la F. I. P.

En relación con este tema de las publicaciones hay otra noticia que deseamos comentar. Como ya sabéis por las notas que en varias ocasiones hemos distribuido, desde hace años veníamos tratando de editar un libro con la descripción de las diversas obras de hormigón pretensado construidas en España. Para ello era preciso, primero, poseer una relación lo más completa posible de tales obras y después recopilar los datos y documentación gráfica indispensable para su descripción. Era este un trabajo para el cual la colaboración de todos, proyectistas, constructores, organismos oficiales, pretensistas, etc., resultaba imprescindible. Mucho hemos tenido que luchar. La falta de archivos debidamente organizados de planos, de fotografías, hacía que la labor resultase verdaderamente difícil. En diversas ocasiones, para qué negarlo, hemos estado tentados a abandonar la empresa. Por otra parte, siempre hemos pensado que conseguir poseer una especie de catálogo de todas las realizaciones pretensadas españolas sería de gran interés, ya que ello serviría para conocer todo lo que se ha hecho en este campo, quién lo ha hecho, cómo se ha hecho, cómo

ha ido evolucionando esta técnica, con los años, en nuestro país. El empeño ofrecía indudables atractivos y como la intención era distribuir este libro no sólo en España, sino también en el extranjero, se estimaba que su publicación podía tener trascendentales consecuencias, ya que era la mejor manera de informar a todo el mundo sobre lo que en nuestro país se ha hecho en este campo y la mejor y más eficaz publicidad que se podía hacer de nuestros técnicos, de nuestras empresas constructoras, de nuestros métodos de pretensado, de nuestros materiales; en definitiva, de todo lo relacionado con nuestra técnica de pretensado. Este pensamiento nos ha permitido mantenernos firmes en nuestro propósito, superar los momentos de desaliento, lógica consecuencia de las dificultades con que tropezábamos y que, en ocasiones, parecían insuperables y llegar al fin a ver coronada por el éxito nuestra labor. Como siempre ocurre, la constancia ha tenido su premio y con orgullo y enorme satisfacción podemos anunciar que, cuando escribimos este comentario, el original del libro está ya en imprenta y que su distribución podrá hacerse en junio del presente año 1970. Y estamos convencidos de que constituirá un verdadero éxito. Como ya se ha indicado va destinado no sólo a España, se enviará también a todos los Grupos nacionales afiliados a la Federación Internacional del Pretensado y se entregará a todos los participantes en el VI Congreso Internacional de la F.I.P. que se celebrará en Praga del 6 al 13 de junio del año actual.

Creemos que es este el momento más indicado para expresar públicamente nuestro sincero agradecimiento a cuantos de una manera u otra han participado en la realización de esta importante obra. A los que nos han proporcionado documentación, datos, fotografías, planos, etc., a los que amablemente han soportado nuestra machacona insistencia para conseguir detalles de las diferentes obras, a los que nos han orientado una y otra vez indicándonos a dónde o a quién debíamos dirigir nuestras peticiones de información, a cuantos con un desinterés realmente digno del mayor encomio nos han dedicado muchas de sus horas de trabajo, robándolas de sus habituales ocupaciones, para asistir a las numerosas reuniones que periódicamente se celebraban para recopilar y seleccionar datos, para clasificar obras, para ir dando forma a la publicación, para corregir y completar textos y descripciones; nunca un trabajo ha merecido con mayor derecho el calificativo de verdadera labor de equipo. E intencionadamente hemos dejado para el final, para mejor destacarlos, a cuantos técnicos particulares o empresas han hecho posible con sus aportaciones económicas la publicación de esta obra. El presupuesto de la misma quedaba fuera por completo de nuestras posibilidades financieras y ellos han sido los que con sus donativos han cubierto todos los gastos de esta publicación que nos atrevemos a calificar de magnífica en todos los aspectos. Confiamos en que, cuando la conozcáis, vuestro juicio coincidirá con el nuestro.

Para terminar con este tema queremos haceros una advertencia. Lo que ahora se va a publicar es sólo la primera parte de una labor que hay que continuar. En ella se recogen todas las obras realizadas hasta fines del año 1968. La intención es poder llevar a cada uno de los Congresos Internacionales de la F.I.P. que, como sabéis, se celebran cada cuatro años, un nuevo tomo en el que se describan todas las obras construidas desde el Congreso anterior. Así, el conjunto de todos estos volúmenes constituirá la verdadera historia del pretensado en España, y a través de sus páginas podrá seguirse la evolución, el pujante desarrollo de esta técnica en todas las ramas de la construcción. Pero el trabajo ya realizado ha servido, entre otras muchas cosas, para que todos los que se dedican a estos temas organicen y pongan al día sus archivos. A partir de este momento sólo deben preocuparse de mantenerlos al corriente y, por tanto, en el futuro la labor será más sencilla, mucho menos penosa. En ello confiamos.



Paso superior de la glorieta de Cuatro Caminos.

4. OTRAS ACTIVIDADES

Para terminar esta reseña de las principales actividades desarrolladas por la Asociación durante el año 1969 vamos a comentar escuetamente las que, aparte de las ya mencionadas, consideramos que por su importancia no debemos dejar de recoger.

En primer lugar y aunque de un modo indirecto ya se ha citado, debemos referirnos a los trabajos necesarios para dar a la Asociación su nueva estructuración actual. La redacción de los Estatutos, las sucesivas correcciones que siguiendo instrucciones de la Autoridad competente fue necesario introducir en ellas, las gestiones de toda índole realizadas hasta conseguir el reconocimiento oficial de la personalidad jurídica de la Asociación Técnica Española del Pretensado, han exigido muchas horas de trabajo.

Otra actividad importante, iniciada en años anteriores y que por su gran aceptación entre nuestros Asociados se ha mantenido a lo largo de 1969 y pensamos seguir manteniendo, es la distribución de los libros extranjeros de interés para la técnica del pretensado que, en condiciones en general francamente ventajosas nos son ofrecidas por los distintos organismos de la F.I.P. Durante el año que se comenta se han repartido los siguientes libros:

— 21 ejemplares, en inglés, de los "Proceedings of the Conference on Pressure Vessels, 1967".

— 23 ejemplares de la versión en inglés de los "Proceedings of the F.I.P. V Congress Paris, 1966".

— 79 ejemplares de la versión en francés de los "Proceedings of the F.I.P. V Congress Paris, 1966".

— 75 ejemplares, en inglés, de los "Proceedings del Simposio sobre Prefabricación", celebrado en Madrid, por la F.I.P., en 1968.

Se está pendiente de recibir, para proceder a su inmediata distribución, los 70 ejemplares solicitados por nuestros Asociados de los "Proceedings del Simposio sobre Aceros" celebrado por la F.I.P. en Madrid, 1968. Por causas imprevistas, los editores ingleses se han visto forzados a retrasar considerablemente la publicación de este libro, por lo que no ha sido posible distribuirlo, como se tenía pensado, conjuntamente con el del Simposio sobre Prefabricación.

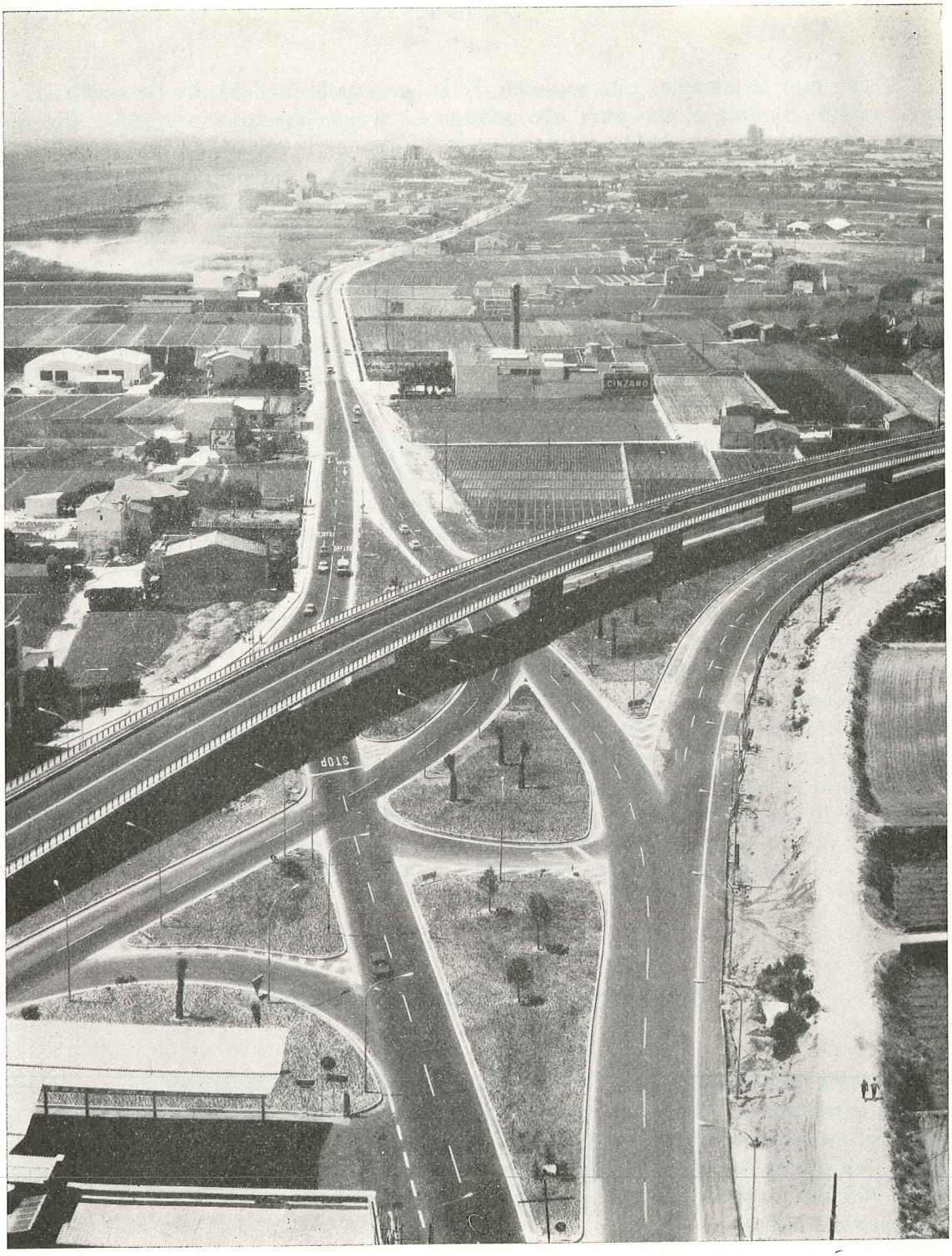
Se ha pasado también oferta de la publicación "The Structure of Concrete", que se espera poder distribuir en los primeros meses de 1970.

En relación con el VI Congreso Internacional de la F.I.P. que habrá de celebrarse en Praga durante los días 6 al 13 de junio de 1970, siguiendo las indicaciones de la F.I.P., se ha enviado a todos los Asociados circulares dándoles cuenta del programa preliminar previsto para el desarrollo del mismo, de los requisitos necesarios para participar en él y de las condiciones económicas establecidas para concurrir a la exposición que, durante los días del Congreso, estará abierta en salas anejas al local de reuniones. Se distribuyeron también unas fichas provisionales de inscripción para los interesados, en principio, en asistir a dicho Congreso, y de ellas hemos recibido, debidamente cumplimentadas, 140, que fueron cursadas a la F.I.P. para que desde allí enviasen directamente a los que las suscribían la correspondiente documentación. Esto permite augurar que la participación española en el Congreso habrá de ser bastante numerosa. Según las últimas noticias que poseemos, se han formalizado ya unas cincuenta inscripciones definitivas.

También debe mencionarse que como en años anteriores, se celebró en el Instituto Eduardo Torroja, en colaboración con la Agrupación Nacional de Derivados del Cemento (ANDECE), un nuevo Curso CIFER. Este curso, que es el quinto que se da, estuvo dedicado, por primera vez, al cálculo de las viguetas autorresistentes y semirresistentes de hormigón pretensado. A él han asistido numerosos técnicos de grado superior y medio, procedentes de ocho provincias diferentes, interesados en conocer los nuevos métodos de cálculo utilizados de acuerdo con las modernas teorías actualmente vigentes. El programa se desarrolló en 23 clases teóricas y otras 23 clases prácticas.

Se continuaron las reuniones de la Comisión encargada de redactar unas Normas de calidad para forjados. La primera de estas Normas, relativas a los forjados construidos a base de viguetas autorresistentes de hormigón pretensado, se encuentra prácticamente concluida. Es muy posible que durante el primer semestre de 1970, una vez discutida y aprobada su redacción definitiva, esta primera Norma pueda ser publicada.

Finalmente estimamos de interés informar a nuestros Asociados de que por el Ministerio de Obras Públicas se han iniciado los trabajos para preparar las primeras Normas oficiales españolas sobre hormigón pretensado, con las cuales se vendrá a satisfacer una de las aspiraciones más ampliamente sentidas por todos cuantos en nuestro país desarrollan sus actividades en el campo de esta técnica. La imperiosa necesidad de que, cuanto antes, existan unas normas españolas para el hormigón pretensado, por evidente, resulta indiscutible y no creemos que, por tanto, sea necesario comentar.



Viaducto de Mataró. Autopista Mongat-Mataró.

Para formar parte de la Comisión encargada de redactar estas Normas, han sido designados algunos de los miembros de nuestra Asociación.

* * *

Y con esto terminamos este resumen de las principales actividades desarrolladas por la Asociación durante el año 1969, año pródigo en acontecimientos de especial importancia e interés. Al iniciarse 1970 una nueva etapa se abre en la historia de la Asociación. Por primera vez va a actuar con personalidad jurídica propia e independiente, aunque seguirá disfrutando de los beneficios que le proporciona, en todos los órdenes, la desinteresada ayuda y colaboración que el Instituto Eduardo Torroja le ha venido y seguirá prestando. Dentro de unos días será designada, por votación libre y directa de todos los Asociados, la nueva Junta de Gobierno que durante el primer período de tres años habrá de dirigir las actividades de la A.T.E.P. y establecer, de conformidad con lo dispuesto en el artículo adicional de sus Estatutos, el grado y profundidad de las vinculaciones que la Asociación deberá mantener, durante dicho período, con el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

Estamos seguros que con su actuación durante la etapa que ahora se inicia, la Asociación sabrá hacerse digna de la confianza que en ella se ha depositado y demostrar que realmente ha alcanzado la madurez necesaria para regir con independencia total su propio destino. Que el auge y el prestigio logrado hasta la fecha se siga acrecentando en el futuro, dentro de la nueva estructuración, es lo que todos deseamos y esperamos. Ahora más que nunca, no lo olvidéis, la Asociación ha de ser lo que vosotros queráis que sea y de vuestra leal colaboración depende el que continúe su marcha ascendente, de constante superación, o se convierta en un simple grupo de Asociados con una actividad común, una serie de nombres en un fichero entre los cuales se distribuye una información más o menos interesante, que es lo que siempre hemos tratado de evitar. Para que la A.T.E.P. siga siendo lo que siempre ha sido, lo que le ha dado su prestigio actual y le ha valido el poder contar en todo momento con la confianza de todos, debe continuar actuando, como en anteriores ocasiones hemos comentado, como una gran familia, como un grupo de amigos que, interesados todos en 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.

"PRONTUARIO DE HORMIGON ARMADO"

La firma TETRACERO, S. A., con domicilio en Fuencarral, 123, Madrid-10, nos informa que ha publicado un "Prontuario de Hormigón Armado", para su distribución entre los técnicos interesados en el tema, en el que se incluyen una serie de ábacos y tablas mediante los cuales se simplifica notablemente el cálculo y dimensionado de los elementos de hormigón armado, de acuerdo con las especificaciones de la nueva Instrucción Interministerial E.H.-68.

Este Prontuario, magníficamente presentado y cuidadosamente editado, estamos seguros que habrá de constituir una eficaz ayuda para todos cuantos dedican sus actividades al cálculo de las estructuras de hormigón armado.

VI asamblea técnica nacional de la asociación española del hormigón pretensado

Valencia, 18 a 21 de noviembre de 1969

R. PIÑEIRO

INFORME GENERAL

En la reunión celebrada por la Comisión Permanente de la Asociación Española del Hormigón Pretensado el día 16 de octubre de 1968, se adoptó por unanimidad el acuerdo de programar la VI Asamblea Técnica Nacional. Como sabéis, estas Asambleas que periódicamente organiza la Asociación, tienen como principal finalidad obtener una información completa y directa de la real situación de la técnica del pretensado en nuestro país. A través de las comunicaciones que a ellas se presentan se dan a conocer las últimas novedades surgidas en esta rama de la construcción; los nuevos materiales; los nuevos procedimientos; los perfeccionamientos que se van consiguiendo en los diferentes campos de la fabricación, de los sistemas de pretensado, de los procesos de ejecución; las últimas realizaciones logradas, etc. Todo ello permite darse una idea de cómo nuestra técnica se va desarrollando. Y al propio tiempo constituye una magnífica oportunidad para renovar contactos con amigos y compañeros que hace tiempo hemos dejado de ver, y establecer otros nuevos; profundizar y ampliar nuestras relaciones con todos los que formamos la Asociación, esta entrañable agrupación en la que todos nos comprendemos perfectamente, ya que el hecho de estar en ella integrados significa que nuestras actividades, nuestras aficiones, nuestras inquietudes, nuestros problemas y nuestras aspiraciones son idénticas.

El recuerdo de la anterior Asamblea celebrada en Bilbao en abril de 1966 y que unánimemente fue considerada como un verdadero éxito difícil de superar, suponía un verdadero hándicap que, en el momento de iniciar la organización de esta nueva VI Asamblea, realmente nos acomplejaba un poco. Por otra parte sabíamos que lo que durante los últimos años se había hecho y se había progresado era mucho y que, por consiguiente, era preciso darlo a conocer. Además, teníamos el convencimiento pleno de que para nuestra labor podíamos contar, como siempre, con la inapreciable e imprescindible colaboración de todos vosotros. Nuestra experiencia a este respecto, afortunadamente, no puede ser más satisfactoria. Siempre que os hemos necesitado, que hemos buscado y solicitado vuestra ayuda, nos la habéis prestado con una generosidad que nunca podremos agradeceros bastante. Y no íbais a fallarnos en esta nueva ocasión. El día que esto ocurriese sería porque habíamos dejado de merecer vuestra confianza, porque en algo nos habíamos equivocado, porque nuestra labor no era ya de vuestro agrado. Y esto también nos interesa mucho saberlo. Al fin y al cabo, estas reuniones, como ya algunas veces hemos comentado,

vienen a ser algo así como un examen al que periódicamente debemos y queremos someternos. Si lo pasamos con éxito significa que vamos bien orientados. Si alguna vez en él fracasáramos sería prueba evidente de que el camino que seguíamos no era el adecuado.

Hechas estas consideraciones no quedaba más que poner manos a la obra. Lo primero era elegir el lugar más idóneo para la celebración de la Asamblea. Y se escogió Valencia por entender que la gran actividad que en todos los órdenes venía desarrollando esta hermosa ciudad y, muy especialmente, el encontrarse en esos momentos dando cima a uno de los más amplios y ambiciosos programas de desarrollo, como era el denominado "Solución Sur", en el cual la técnica del pretensado había sido ampliamente utilizada, justificaban su elección. Valencia, además, ofrecía la ventaja de su gran experiencia en la organiza-



Mesa presidencial de la sesión de apertura.

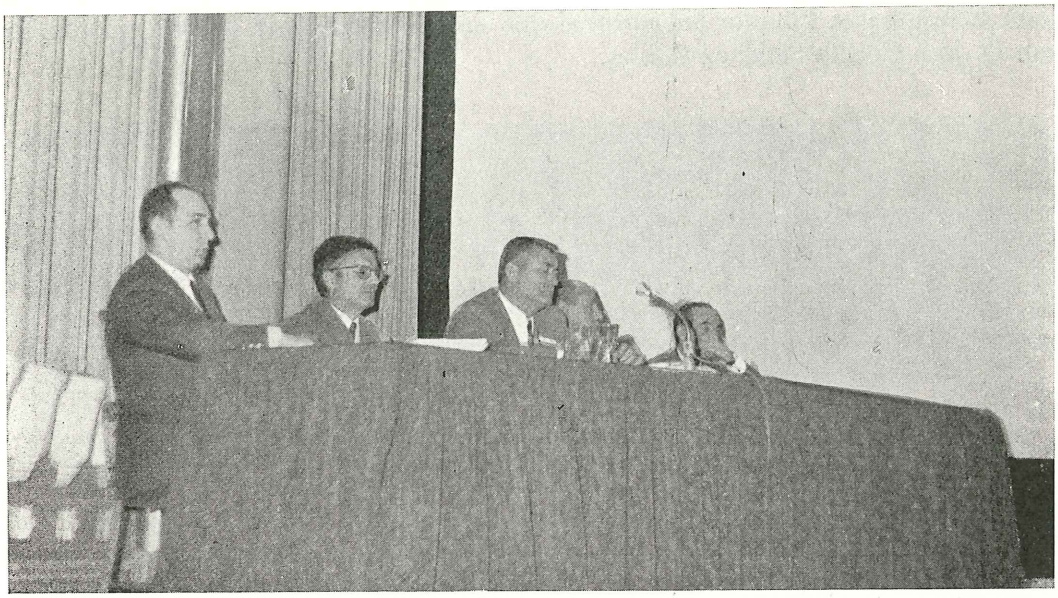
ción de toda clase de certámenes nacionales e internacionales, lo que hacía suponer que no habría dificultad en encontrar los locales adecuados para las reuniones y que la propuesta que se hiciese a sus autoridades sería bien acogida. Pero la verdad es que nunca pudimos figurarnos que la realidad iba a superar tan ampliamente todo lo previsto. Desde el momento en que se iniciaron las oportunas gestiones, todo fueron facilidades y nuestra propuesta no sólo fue aceptada, sino patrocinada con un cariño y una generosidad que nunca podremos agradecer bastante. Tanto las autoridades como los Organismos Oficiales y todas las Empresas de Valencia se volcaron en atenciones y ofertas de colaboración de tal suerte que todo resultó sencillo y pudo prepararse un programa capaz de satisfacer al más exigente. Realmente, la deuda de gratitud que con Valencia hemos contraído es difícil que podamos pagarla e imposible será que en la vida olvidemos a los buenos amigos que allí hemos dejado.

Trataremos ahora de resumir brevemente lo que la Asamblea ha sido. Para los que en ella han participado esto les servirá de permanente recordatorio de las magníficas jorna-

das vividas. Los que por diversas causas no pudieron asistir podrán así formarse una ligera idea de lo que allí se hizo.

Prescindiendo de detalles de los que, aun cuando por su interés nos gustaría comentar, no podemos ocuparnos por falta de espacio nos concretaremos a informar sobre los datos más importantes relacionados con la organización y desarrollo de las reuniones.

La Asamblea tuvo lugar durante los días 18 a 21 de noviembre, ambos inclusive, y las Sesiones se celebraron en el Salón de Actos del Ateneo Mercantil de Valencia, sito en la Plaza del Caudillo, en pleno centro de la ciudad. Durante los días de la Asamblea, en el propio Ateneo y en la planta situada encima del Salón de Actos, estuvo abierta una expo-



Mesa presidencial de la primera sesión de trabajo.

sición de diversos materiales, equipos, etc., relacionados con la técnica del pretensado, a la que concurrieron las siguientes empresas:

— BAGANT.
— CADE, S. A.
— CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. A.
— COMPAÑIA VALENCIANA DE CEMENTOS PORTLAND, S. A.
— ELABORADOS METALICOS, S. A.
— HORMIGON PRETENSADO SAE BBR.
— HORVITEN PRETENSADOS.
— NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A.
— V. PEIRO.
— PROCEDIMIENTOS BARREDO.
— PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL.
— RUBIERA PREFLEX, S. A.
— SICOP.
— SOCIEDAD ANONIMA ECHEVARRIA.
— TRENZAS Y CABLES DE ACERO.
— VIGAS REMARRO.

El proyecto y decoración de los diferentes *stands* fue realizado por el Dr. Arquitecto D. Juan José Estellés, Catedrático de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valencia, con la colaboración del también Arquitecto Sr. Prat y de un grupo de alumnos de dicha Escuela. Los *stands* estaban constituidos por la combinación de unos módulos de base hexagonal y de diferentes alturas que daban, en conjunto, un resultado estético francamente agradable.

Para anunciar la Asamblea se utilizaron unos carteles que fueron colocados en diversos lugares estratégicos de la ciudad. Estos carteles se confeccionaron con arreglo al modelo que resultó premiado en el concurso a tal efecto convocado por el Grupo de diseño de la Escuela de Arquitectura de Valencia, entre los alumnos de la misma, y al que se presentaron 22 originales. El autor del cartel al que se le adjudicó el primer premio fue el alumno D. José Cecilio Sánchez Robles.



Mesa presidencial de la segunda sesión de trabajo.

El Comité de Honor de la Asamblea estaba constituido por las siguientes personalidades:

Excmo. Sr. Ministro de la Vivienda.
D. Vicente Mortes.

Aguirre, José María.
Presidente del Consejo Técnico-Administrativo del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

Alcalde del Excmo. Ayuntamiento de Valencia.

Angulo, Francisco.
Presidente de la Audiencia Territorial de Valencia.

Areitio, Pedro de.
Director General de Carreteras.

Aura, Juan.
Director de la Confederación Hidrográfica del Júcar.

Aznar, Salvador.
Ingeniero Jefe de las Obras del Plan Sur de Valencia.

Carpi, Sebastián.
Presidente del Colegio de Ingenieros Industriales de Valencia.

Couchoud, Rafael.
Presidente del Instituto Politécnico de Valencia.

Cucurella, José.
Ingeniero Jefe de la Delegación de Industria de Valencia.

Delgado, Vicente.
Director de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de Valencia.

Fullana, Vicente.
Teniente Alcalde del Excmo. Ayuntamiento de Valencia.

García Lomas, Miguel Angel.
Director General de Arquitectura.

García Ormaechea, Pedro.
Presidente del Sindicato Nacional de la Construcción, Vidrio y Cerámica.

González Vidaurreta, Joaquín.
Capitán General de la III Región Militar. Valencia.

Gortázar, Angel.
Presidente del Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España.

Jarabo, Alberto.
Delegado Provincial del Ministerio de Trabajo, en Valencia.

Jiménez Iranzo, Román.
Director de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valencia.

Lassala, Bernardo de.
Presidente de la Excma. Diputación Provincial de Valencia.

López Bosch, Rafael.
Presidente del Colegio de Ingenieros de Caminos.

Martínez Catena, Marciano.
Director General de Puertos y Señales Marítimas.

Matéu, Fernando.
Delegado Provincial de Sindicatos, en Valencia.

Nadal, Jaime.
Subdirector General de Explotación Hidráulica y Coordinación de la Dirección General de Obras Hidráulicas y Director del Instituto Eduardo Torroja.

Olcina, Joaquín.
Delegado del Ministerio de la Vivienda, en Valencia.

Oñate, Alberto.
Ingeniero Jefe de la VI Jefatura Regional de Carreteras. Valencia.

Oñate, Virgilio.
Director General de Obras Hidráulicas.

Pascual, Salvador.
Decano Presidente del Colegio Oficial de Arquitectos de Valencia y Murcia.

Perelló, José Antonio.
Comisario Adjunto del Plan de Desarrollo y Presidente del Ateneo Mercantil de Valencia.

Rico, Marcos.
Director de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Agrónomos de Valencia.

Ríos-Capapé, Joaquín.
Delegado del Ministerio de Información y Turismo en Valencia.

Rueda, Antonio.
Gobernador Civil de Valencia.

Ruvira, Francisco.
Director de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de Valencia.

Salgado, Enrique.
Director General de la Vivienda.

Valls, Vicente.
Arquitecto Diputado Provincial de Valencia.

Vilar, José Luis.
Ingeniero Director de la Junta de Obras del Puerto de Valencia.

Como miembros del Comité Organizador actuaron los señores:

D. Rafael Arteaga.
D. Manuel Calduch.
D. Juan José Estellés.
D. Román Jiménez Iranzo.
D. Vicente Muñoz Pomer.
D. Pablo Navarro.
D. Rafael Piñeiro.
D. Roberto Terradas.
D. Rafael Tomás.
D. José Antonio Torroja.

Finalmente, debe destacarse que, con generosa amabilidad, aceptaron formar parte del Comité Patrocinador, aportando una ayuda económica sin la cual no hubiese sido posible preparar y desarrollar un programa, tanto para los Asambleístas como para sus acompañantes, tan atractivo como el que más adelante se menciona, los siguientes miembros:

Excma. Diputación Provincial de Valencia.
Excmo. Ayuntamiento de Valencia.
Instituto Politécnico Superior.
Ateneo Mercantil.

Agrupación Nacional de Fabricantes de Cementos.

Miembros Valencianos:

— Cementos Ferroland, S. A.
— Cementos Turia, S. A.
— Compañía Valenciana de Cementos Portland, S. A.

Agrupación Nacional de Fabricantes de Hormigones.

Miembros Valencianos:

— Comercial de Hormigones Española (C.H.E.).
— Hormigones Levante, S. A. (HORLESA).
— Hormigones Valencia, S. A. (HORMIVASA).
— Prebetóng Valencia, S. A.

* * *

Altos Hornos de Vizcaya, S. A. Sagunto.
Centro Informativo de Materiales de Construcción, S. A. (CIMACO).
Cubiertas y Tejados —M.Z.O.V.— Solución Sur.
Sociedad Ibérica de Construcciones y Obras Públicas, S. A. (SICOP).

Durante el desarrollo de la Asamblea, a la entrada del Salón de Actos, funcionó, con carácter permanente, una oficina de información atendida por las señoritas:

Fanny Faus,
Beatriz Martínez de Lecea,
Rosa María de Roda,

cuya misión era la formalización de inscripciones, entrega de documentación y atender todo tipo de consultas formuladas por los Asambleístas.

El programa de la Asamblea fue el siguiente:

Martes, 18 de noviembre de 1969.

Mañana:

9,30-11,30 Recepción de participantes, formalización de inscripciones y entrega de documentación en la Oficina de Información de la Asamblea.

11,30-12,15 Solemne Sesión de Apertura de la VI Asamblea con asistencia de diversas personalidades.

12,15-12,45 Inauguración de la exposición instalada en el propio Ateneo Mercantil.

12,45 Copa de vino español.

Tarde:

I Sesión de Trabajo.

Tema I: Aceros.

Mesa presidencial:

Presidente: F. Cassinello.
Vicepresidente: V. Fullana.
Vicepresidente: C. Fernández Casado.
Vocal: R. Arteaga.
Vocal: F. Matéu de Ros.
Ponente General: F. del Pozo.
Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

16,00-17,30 F. del Pozo: Informe general sobre el tema I: Aceros.
F. J. Jiménez Atienza: Fabricación de cordones para armaduras de hormigón pretensado.

17,30-18,00 Descanso.

18,00-19,00 J. I. Orbegozo: Alargamiento y límite elástico de los aceros. Normalización.
Proyección de la película: "El acero no nace, se hace".

19,15-20,15 Proyección de documentales sobre temas realacionados con la técnica del pretensado.

Noche:

21,30 Cena de inauguración ofrecida por los Excmos. Ayuntamiento y Diputación Provincial de Valencia en el restaurante Les Graelles.

Miércoles, 19 de noviembre de 1969.

Mañana:

II Sesión de Trabajo.

Tema II: Forjados.

Mesa presidencial:

Presidente: R. Couchoud.
Vicepresidente: R. Terradas.
Vicepresidente: F. Arredondo.
Vocal: J. Cucurella.

Vocal: A. Blasco.
Ponente General: F. Ruvira.
Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

9,00-11,20 M. Moneo: Consideraciones generales sobre prefabricación.
A. Puerta: Apoyo de forjados sobre viguetas metálicas.
J. B. Ripoll: Aplicaciones del pretensado en edificación.
R. Romero: El forjado "Spiroll".
H. Trigueiros: Mejoras en la construcción de losas para puentes y nuevo tipo de cubierta.

11,20-11,45 Descanso.

11,45-13,45 F. Cassinello: Forjados de hormigón pretensado.
C. Alvarez: La contribución de las vigas Preflex para la realización de forjados de gran luz y canto pequeño.
L. Gómez Centurión: Aspectos estructurales de la industria del hormigón pretensado.
F. Ruvira: Informe General.

Tarde:

III Sesión de Trabajo.

Tema III: Montaje y colocación en obra de elementos prefabricados.

Mesa presidencial:

Presidente: A. Oñate.
Vicepresidente: V. Valls.
Vicepresidente: F. del Pozo.



Mesa presidencial de la tercera sesión de trabajo.

Vocal: V. Muñoz Pomer.
Vocal: J. Ríos-Capapé Alegret.
Ponente General: C. Fernández Casado.
Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

16,00-17,30 C. Fernández Casado: Prefabricación de puentes por dovelas en España.
G. Aparicio: Cimbra para construcción de tramos cantilever in situ.
M. Antolín: Unión de elementos prefabricados del viaducto de Chillón. Mediante resina epoxi.

17,30-18,00 Descanso.

18,00-19,35: C. Barredo: Lanzamiento de vigas de puentes y colocación de vigas de forjados y de cubiertas.
J. Flors: Proyecto de encofrados y carros de transporte para el hormigonado in situ del puente en voladizo sobre el río Higuamo (República de Santo Domingo).
J. A. López Jamar: Montaje de piezas prefabricadas en obras marítimas.
C. Fernández Casado: Informe General.

19,45-20,40 Proyección de documentales sobre temas relacionados con la técnica del pretensado.

Jueves, 20 de noviembre de 1969.

Mañana:

9,00-13,30 Visita al paso superior que construye la Empresa S. I. C. O. P., S. A., sobre las vías de la Estación del Norte.
A continuación se visitaron las obras de la Solución Sur de Valencia que realiza la Empresa Cubiertas y Tejados-M. Z. O. V.-Solución Sur.

13,30 Comida ofrecida por la Empresa Cubiertas y Tejados-M. Z. O. V.-Solución Sur en el restaurante La Pepica.

Tarde:

IV Sesión de Trabajo.

Tema IV: Realizaciones (primera parte).

Mesa presidencial:

Presidente: J. Aura.
Vicepresidente: R. Jiménez Iranzo.
Vicepresidente: R. Barredo.



Mesa presidencial de la cuarta sesión de trabajo.

Vocal: S. Pascual.
Vocal: J. Olcina.
Ponente General: R. Terradas.
Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

16,00-17,30 J. Calavera y B. Gómez Sedano: Piezas prefabricadas para aparcamientos.
C. Fernández Casado: Edificación Picadero y garaje Catasús.
M. Fisac: Vigas huecas pretensadas.

17,30-18,00 Descanso.

18,00-20,00 H. A. Maestud: Piezas especiales con secciones huecas.
A. Puerta: Vigas en V, pretensadas.
C. Barredo: Ultimas obras tensadas con el sistema Barredo.
C. Barredo: Mejoras introducidas últimamente en los Procedimientos Barredo.
R. Terradas: Informe general.

Noche:

21,30 Cena de clausura, en el restaurante Los Viveros, ofrecida por los miembros valencianos de las Agrupaciones Nacionales de Fabricantes de Cemento y Fabricantes de Hormigones (empresas: Cía. Valenciana de Cementos Portlan, S. A.; Cementos Ferroland, S. A.; Cementos Turia, S. A.; Comercial de Hormigones Española, Hormigones Levante, S. A.; Hormigones Valencia, S. A., y Prebetong Valencia, S. A.).

Viernes, 21 de noviembre de 1969.

Mañana:

V Sesión de Trabajo.

Tema IV: Realizaciones (segunda parte).

Mesa presidencial:

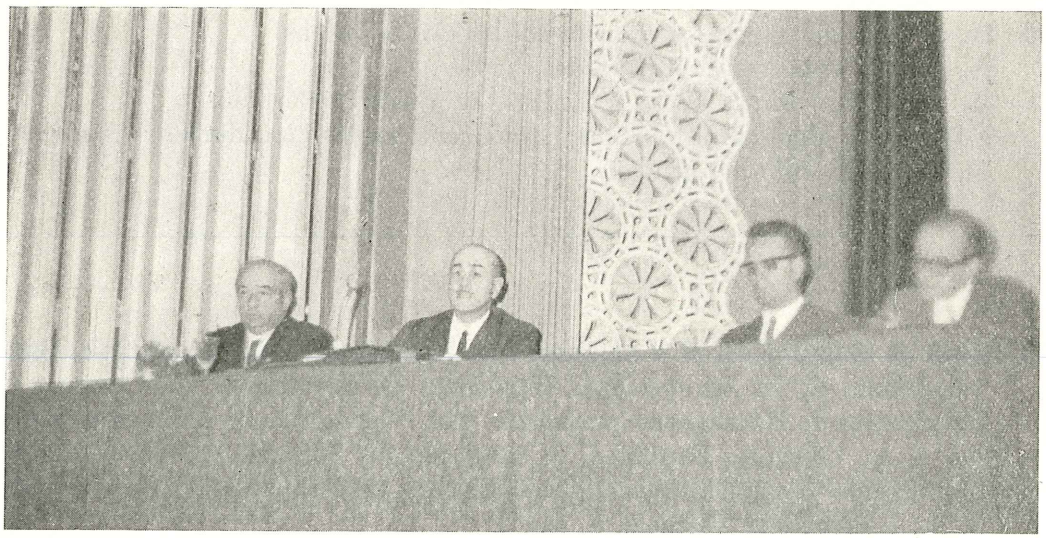
Presidente: M. Fisac.
Vicepresidente: J. L. Vilar.
Vocal: J. J. Estellés.
Vocal: S. Carpi.
Ponente General: J. Soler Sanz.
Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

9,00-11,15 L. Fernández Troyano: Puentes
J. Manterola: Pasos y viaductos urbanos.
A. Páez: Puentes pretensados para autopistas.
J. V. Almela: El proyecto y ejecución de puentes para autopistas.
F. Elía: Diversas realizaciones con el sistema C. C. L.

11,15-11,30 Descanso.

Mesa presidencial de la quinta sesión de trabajo.



11,30-13,20 C. Siegrist: Algunas obras pretensadas.

M. Raspall: Algunos puentes pretensados con el sistema BBRV en las autopistas catalanas.

E. González Valle: Colección de puentes pretensados prefabricados.

J. Soler Sanz: Informe General.

13,20-14,00 Solemne Sesión de Clausura de la VI Asamblea Técnica Nacional de la A. E. H. P. con asistencia de diversas personalidades. En ella, el Presidente de la Asociación, Fernando Cassinello, hizo un resumen general de esta Asamblea.

14,00 Copa de vino español ofrecida por la Empresa CIMACO, S. A.

Tarde:

16,00 Visita optativa a las instalaciones de la Empresa Altos Hornos de Vizcaya, S. A., en Sagunto y a la ciudad de Sagunto. Se sirvió un refrigerio ofrecido por la mencionada Empresa.

La solemne Sesión de Apertura estuvo presidida por el delegado del Ministerio de Obras Públias D. Alberto Oñate, Ing. Jefe de la VI Jefatura Regional de Carreteras, acompañado en la mesa presidencial por el Sr. Cassinello presidente de la A.E.H.P. y Director Accidental de IETcc; el Sr. Ríos Capapé, delegado provincial de Información y Turismo; señor Cucurella, delegado provincial de Industria; Sr. Pascual, Decano Presidente del Colegio Oficial de Arquitectos de Valencia; Sr. Carpi, Presidente del Colegio de Ingenieros Industriales de Valencia; Sres. Fernández Casado, Terradas y Del Pozo, miembros de la Comisión Permanente de la A.E.H.P., y los Sres. Delgado de Molina y Jiménez Iranzo, directores de las Escuelas Técnicas Superiores de Ingenieros de Caminos y Arquitectos, respectivamente, del Instituto Politécnico de Valencia.

El Presidente, Sr. Oñate, dio la bienvenida a los Asambleístas y expresó las razones que justificaban la elección de Valencia para sede de esta Asamblea. A continuación, el señor Cassinello hizo un resumen del pasado, presente y futuro de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, y agradeció la cordial acogida que había tenido en Valencia esta Asamblea, tanto por parte de las autoridades locales como de los industriales, y la magnífica colaboración recibida en todo momento.

La Sesión de Clausura estuvo presidida por los Sres. D. Alberto Oñate, delegado del Ministerio de Obras Públicas; D. Antonio Ruiz, General Jefe de Artillería de la División número 3, en representación del Excmo. Sr. Capitán General de la III Región Militar; don Salvador Pascual, Decano-Presidente del Colegio Oficial de Arquitectos de Valencia; don José Luis Vilar, Ing. Director de la Junta de Obras del Puerto, y D. Sebastián Carpi, Presidente del Colegio de Ingenieros Industriales de Valencia. El Sr. Cassinello hizo un resumen de la Asamblea terminando con unas emotivas frases de agradecimiento a cuantos habían contribuido al éxito de la misma, y el Sr. Oñate declaró clausurada esta VI Asamblea.

En las diferentes Sesiones de trabajo cada uno de los autores citados leía su comunicación y a continuación se abría un coloquio libre, de duración limitada, en el que los participantes podían solicitar las aclaraciones que estimaban necesarias. Al final de cada Se-



Mesa presidencial de la sesión de clausura.

sión, el Ponente de la misma hacía un resumen de los trabajos presentados y de las conclusiones que de los mismos cabía deducir.

Por otra parte, para las señoras de los Asambleístas se preparó el siguiente programa:

Martes, 18 de noviembre de 1969.

Mañana:

9,30-11,30 Recepción, formalización de inscripciones y entrega de documentación en la Oficina de Información de la Asamblea.

11,30-12,15 Solemne Sesión de Apertura de la Asamblea.

12,15-12,45 Inauguración de la exposición instalada en el propio Ateneo Mercantil.

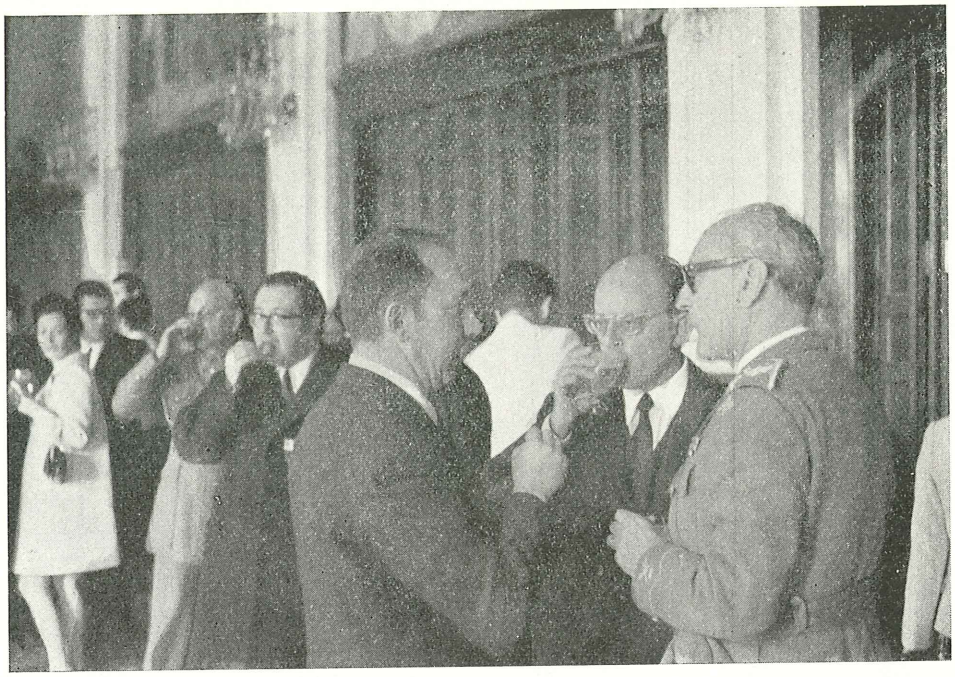
12,45 Copa de vino español.

Tarde:

18,00 Desfile de modelos en el Hotel Astoria.

Noche:

21,30 Cena de Inauguración, ofrecida por los Excmos. Ayuntamiento y Diputación Provincial de Valencia, en el Restaurante "Les Graelles".



Un aspecto del salón durante la copa de vino servida en la sesión de clausura.

Miércoles, 19 de noviembre de 1969.

Mañana:

10,00 Visita a la ciudad.

Tarde:

16,00 Visita a Manises.

Jueves, 20 de noviembre de 1969.

Mañana:

10,00 Visita a la Albufera.

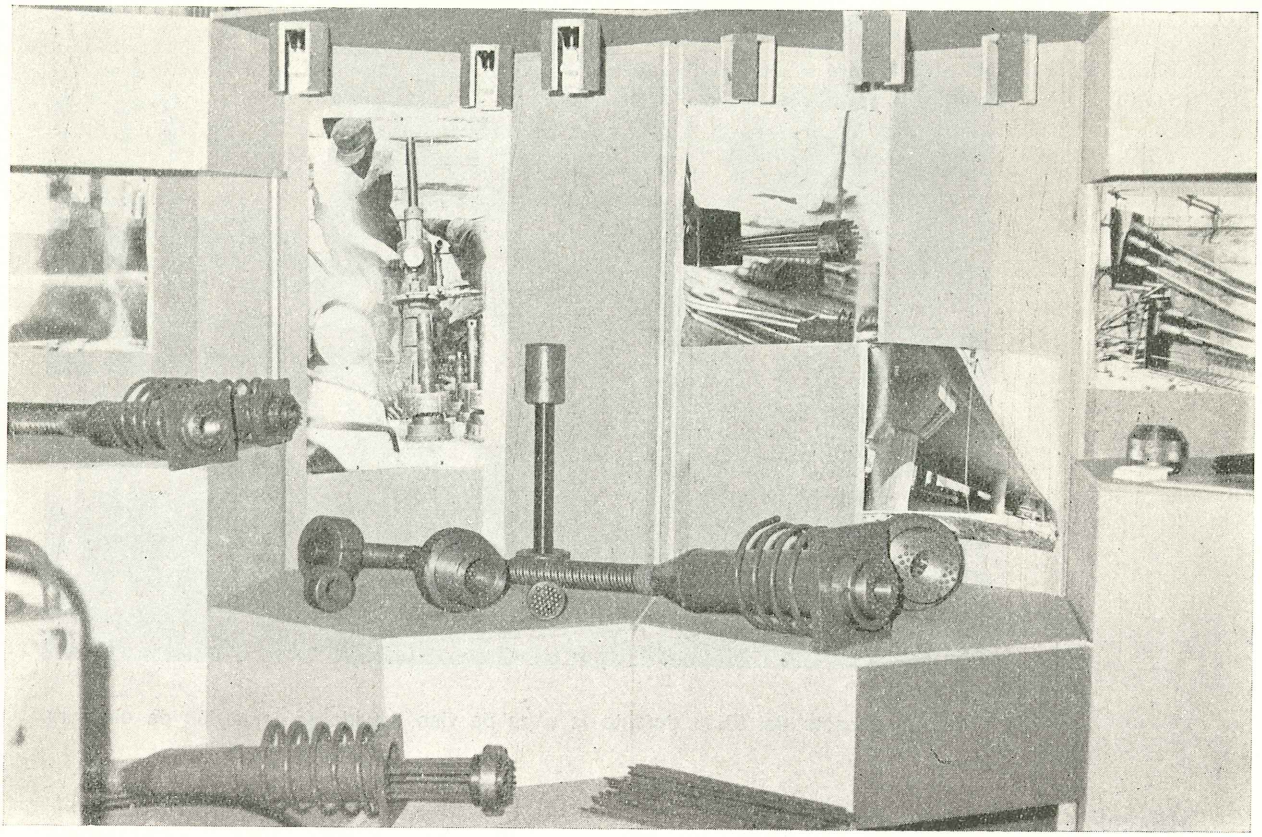
13,30 Comida ofrecida por la Empresa Cubiertas y Tejados —M.Z.O.V.— Solución Sur, en el restaurante "La Pepica".

Tarde:

Libre.

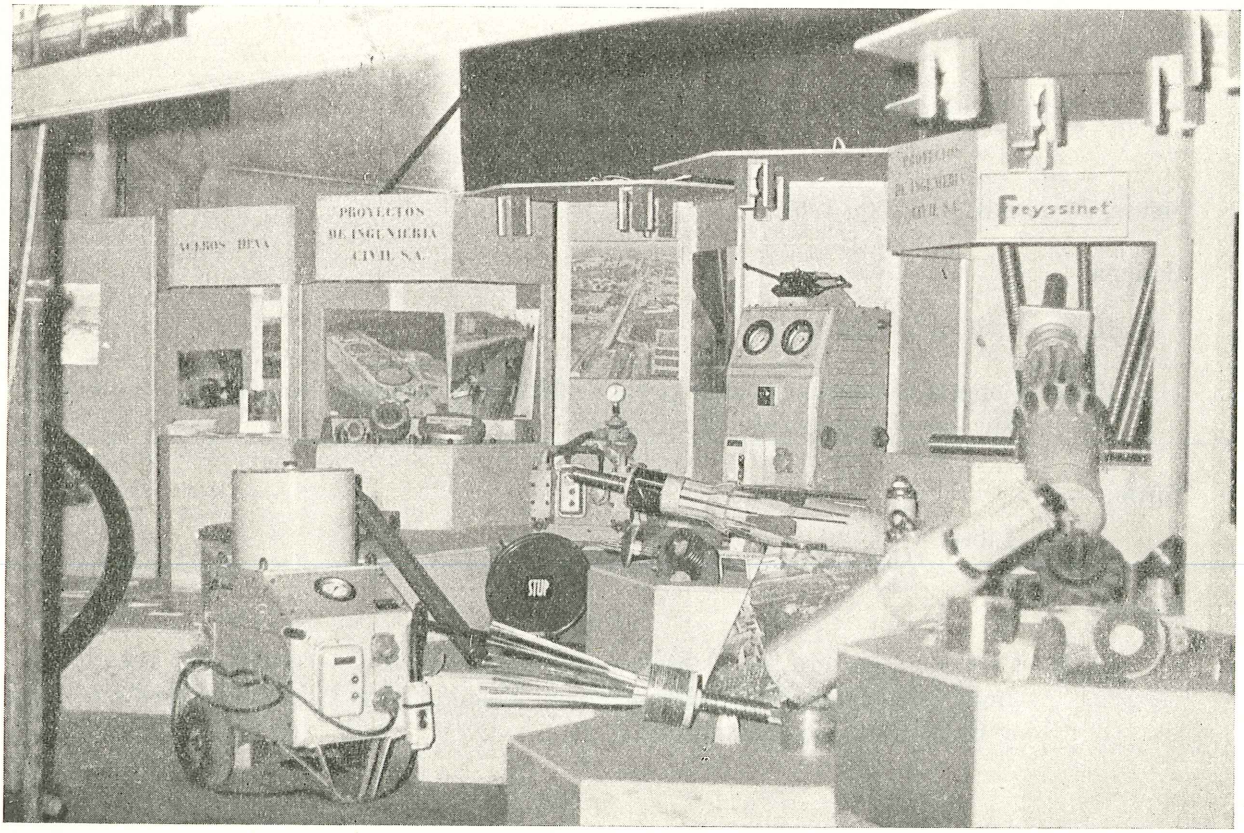
Noche:

21,30 Cena de Clausura, en el Restaurante "Los Viveros", ofrecida por los miembros valencianos de las Agrupaciones Nacionales de Fabricantes de Cemento y Fabricantes de Hormigones.



Aspecto parcial de la Exposición.

Otro aspecto de la Exposición.



Viernes, 21 de noviembre de 1969.

Mañana:

13,20-14,00 Solemne Sesión de Clausura de la VI Asamblea Técnica Nacional de la A.E.H.P.

14,00 Copa de vino español, ofrecida por la Empresa CIMACO, S. A.

Tarde:

16,00 Visita optativa a las instalaciones de la Empresa Altos de Vizcaya, S. A., en Sagunto, y a la ciudad de Sagunto. Se sirvió un refrigerio ofrecido por la mencionada Empresa.

Es necesario resaltar el hecho de que, el número total de participantes haya sido de cerca de 400, es decir, aproximadamente el 50 por 100 de los miembros de la Asociación, cifra nunca alcanzada hasta ahora en ninguno de los Actos organizados. Y es digno también de destacar que más de 100 participantes acudieron acompañados de sus esposas, lo que constituyó un atractivo más de la Asamblea. Consecuencia lógica de esta nutrida asistencia fue la gran animación con que se desarrollaron las diversas actividades programadas: Sesiones de trabajo, visitas técnicas, actos sociales, visitas especiales para las señoras de los participantes, etc. Es indudable que a la brillantez de estos actos contribuyeron eficazmente los atractivos programas preparados.

De la calidad e interés de las comunicaciones presentadas nada hemos de decir. A continuación se incluyen los textos completos de las mismas, por lo cual cada uno podrá formar su propio juicio, con pleno conocimiento de causa. Debemos señalar únicamente que no ha sido posible reproducir todas las diapositivas con que fueron ilustradas las diversas comunicaciones, dado su número tan elevado. Se han escogido, entre ellas, las que los propios autores han considerado de mayor interés.

Por cuanto queda expuesto consideramos que, sin temor a incurrir en exageraciones triunfalistas, puede afirmarse que esta VI Asamblea ha sido un nuevo éxito de la Asociación que viene a confirmar su creciente vitalidad y cómo todas sus actividades se ven respaldadas por el apoyo entusiasta y general de sus Asociados, lo que demuestra que la orientación que se sigue es acertada.

Es un detalle muy significativo que, en el momento de las despedidas, la pregunta más corriente era la de que cuándo se iba a celebrar la próxima Asamblea. Evidentemente esto indica que los participantes habían quedado satisfechos y deseaban que se programara pronto otra reunión análoga, lo cual resulta muy halagüeño para cuantos han puesto su esfuerzo en la preparación y desarrollo de estas reuniones.

última publicación

de la asociación técnica española del pretensado

hormigón pretensado. realizaciones españolas - mayo 1970

Con motivo del VI Congreso Internacional de la F.I.P., celebrado en Praga en junio del presente año, la Asociación Técnica Española del Pretensado ha editado un libro en el que se describen todas las obras españolas realizadas en hormigón pretensado hasta diciembre de 1968.

Este libro, de 600 páginas, formato de 21 × 30 cm., con numerosas fotografías, láminas y planos, impreso en papel cuché, encuadernado en tela y con sobrecubierta plastificada en color, se ha puesto a la venta al precio de 2.000 pesetas cada ejemplar (30 dólares para el extranjero).

Las estructuras que en el mismo se describen aparecen clasificadas en los siguientes apartados:

— Puentes.
— Cubiertas.
— Obras hidráulicas.
— Depósitos y silos.
— Obras especiales.
— Estructuras a base de elementos prefabricados con armaduras pretesas.

Los interesados en su adquisición pueden dirigirse a la Secretaría de la Asociación Técnica Española del Pretensado o a la Sección de Distribución del Instituto Eduardo Torroja. La dirección de ambas es la siguiente:

Instituto Eduardo Torroja
Apartado 19.002
Costillares - Chamartín
Madrid - 16

discurso inaugural pronunciado por el presidente de la AEHP, señor Cassinello

Excmos. Sres., señoras y señores:

En mi calidad de Presidente de esta Asociación, quiero aprovechar la feliz circunstancia de la celebración de esta VI Asamblea para dirigirles unas breves palabras, de salutación y bienvenida, y hacer un pequeño resumen del pasado, presente y futuro de nuestra Asociación.

Como todos Vds. saben, el día 13 de junio de 1949 se fundó, a iniciativa de don Eduardo Torroja y de un grupo de entusiastas de esta nueva técnica, la Asociación Española del Hormigón Pretensado. En un principio, y hasta que no reuniese un mínimo de 100 socios, dicha asociación era una sección más de nuestro Instituto, pero pronto esta cifra fue superada y se constituyó la primera Comisión Permanente bajo la Presidencia del Excmo. Sr. D. Federico Turell.

El prestigio de esta nueva asociación basado en el éxito de sus actividades es internacionalmente reconocido, como lo demuestra el que al fundarse la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.), casi tres años más tarde que la fundación de la Asociación española, fuese elegido como primer Vicepresidente General D. Eduardo Torroja, el cual, años más tarde fue elevado a la categoría de Presidente. También ostentó la categoría de Vicepresidente D. Alfredo Paez, y actualmente, dicho cargo es ostentado por don José Antonio Torroja, que a su vez es miembro del Comité Ejecutivo y de diversas comisiones de trabajo.

Sería demasiado pesado el enunciar aquí toda la serie de actividades que ha desarrollado hasta ahora nuestra Asociación, pues han sido muchas sus publicaciones, comunicaciones a Congresos Internacionales, conferencias, etc. Sólo quiero destacar, en esta VI Asamblea, el éxito que acompañó a las precedentes, celebradas las tres primeras en Madrid; la cuarta en Barcelona y la quinta en Bilbao. Por ello estoy seguro de que esta VI Asamblea constituirá un nuevo éxito, aún mayor, ya que al menos en número hemos superado con mucho a las anteriores, al existir 402 inscripciones.

Otro jalón importante de nuestra Asociación, lo constituyó la celebración en Madrid, en los locales del Instituto Eduardo Torroja del primer Simposium Internacional de la FIP, en junio de 1968, sobre Aceros y Prefabricación.

Por todo ello creo sinceramente que aquella joven Asociación ha adquirido ya la mayoría de edad, y que a los veinte años de su fundación vamos a estrenar nuevos estatutos, que con ligeras modificaciones son los de siempre, pero que a partir de ahora nos permitirán tener personalidad jurídica reconocida, al cumplir con la Ley de Asociaciones. Estos nuevos estatutos serán distribuidos en breve, entre todos los asociados, ya que están visados, conforme a lo prevenido en el artículo tercero de la Ley de 24 de diciembre de 1964, por resolución de 13 de agosto de 1969.

Una vez debidamente difundidos y conocidos por todos, celebraremos una reunión extraordinaria con objeto de reestructurar nuestra organización actual y señalar el camino a nuestro futuro. A partir de entonces, la Asociación estrenará nuevo nombre: Asociación Técnica Española del Pretensado (ATEP).

Antes de terminar quisiera destacar el hecho de que en el momento actual somos 630 asociados españoles, y 170 extranjeros, en su casi totalidad hispano-americanos, por lo que nos pasamos un poco de nuestra categoría de "nacional", para adquirir la de "hispano-internacional".

Termino, pues, destacando mi más sincero agradecimiento a Valencia y a sus autoridades por la valiosísima colaboración prestada. Espero que todos aprendamos de todos mucho más de lo que cada uno ya sabe y termino esta rápida visión del pasado, presente y futuro de nuestra Asociación, haciendo votos por el éxito de nuestro desarrollo futuro e invitándoles a visitar a continuación la exposición, para luego entrar con buen pie en las sesiones de trabajo, después de brindar por ello en la copa de vino español que será servida a continuación.

628 - 0 - 27

Informe general sobre el Tema I

aceros

F. DEL POZO

En esta ponencia que sobre el tema de "aceros para tesar" vamos a desarrollar, trataremos de las características de este material y de su posible control, para terminar haciendo una breve exposición de dos puntos que consideramos de gran importancia y que son: la relajación y la corrosión bajo tensión de estos aceros.

La calidad de cualquier material y, en general, el propio concepto de "calidad" —se refiera o no a materiales— está estrechamente vinculado a otra idea, que es la de "finalidad".

Esta vinculación requiere el establecimiento o selección de aquellas propiedades del material que, teniendo en cuenta el servicio que se espera de él, resulten apropiadas para poner de manifiesto su calidad, en el cumplimiento de ese servicio o finalidad a que le deseamos destinar.

Para valorar las propiedades que en cada caso juzgamos de interés, nos valemos de una serie de experiencias, generalmente normalizadas, a las que llamamos "ensayos", cuya concepción y realización procuramos, siempre, que guarde, hasta donde es posible, una relación adecuada con lo que verdaderamente nos gustaría saber; es decir, el comportamiento real del material en el lugar donde ya ha sido colocado, o donde se va a colocar.

Esta dualidad, en cuanto al momento de su empleo, crea una diferenciación previa que no conviene olvidar, ya que el sistema de control más apropiado depende, en primer lugar, de esta circunstancia.

El hormigón, por ejemplo, es un material cuya constancia de calidad se comprueba fundamentalmente "a posteriori"; es decir, cierto tiempo después de su colocación en la obra, ya que las probetas tomadas durante su ejecución deben endurecer durante un determinado número de días, antes de que se puedan someter a la comprobación correspondiente.

Todos los ensayos del acero, por el contrario, pueden y deben tener lugar antes de su colocación en la obra; circunstancia que permite seguir otros caminos.

De todos estos caminos, la tendencia moderna que enpieza a seguirse en el extranjero es la de que cada fabricante ofrezca una o varias calidades de acero y que el usuario compruebe las cifras ofrecidas en el catálogo.

Esta idea puede ser de aplicación en nuestro país para resolver el problema ya urgente, que me atrevería incluso a calificar de acuciante, de establecer un sistema que resulte viable en la actualidad y que, además, pueda ser de aplicación inmediata.

Si se llega a la conclusión de utilizar este sistema surgen, enseguida, dos cuestiones:

1.ª Qué datos deben figurar en el catálogo y las condiciones que deben reunir los mismos.

2.ª Qué debe hacer el usuario para comprobar eficazmente la calidad ofrecida.

El primer dilema que se plantea al estudiar una posible norma de acero para tesar es si los organismos oficiales deben intervenir, fijando calidades, con sus límites correspondientes, o las características de cada producto debe indicarlas el fabricante con entera libertad, ateniéndose a lo que realmente produce.

Es verdad que la intervención oficial es bastante atractiva para muchos usuarios; especialmente, por la comodidad que supone.

Pero no es menos cierto que en los aceros para tesar la tendencia moderna, como ya hemos dicho, es dejar a los fabricantes que definan el material que pueden ofrecer, con la mayor precisión posible, limitándose los organismos oficiales a fijar los procedimientos adecuados para establecer esa definición.

Esta postura resulta actualmente correcta, porque de acuerdo con la experiencia, y a título de ejemplo, dos varillas de distintas fábricas pueden coincidir en el valor de su carga de rotura, pero no en el del límite elástico, en el número de plegados alternativos, o de cualquier otra propiedad, como la pérdida de tensión por relajación del material.

No es un secreto que —por citar alguna causa de las muchas que pueden justificar estas diferencias—, los distintos tipos de tratamientos, e incluso ciertas variantes dentro de un tipo genérico, son capaces de producir resultados notablemente diferentes, por lo que una normalización rígida podría dar lugar —sobre todo en estos momentos—, no sólo a trastornos y perjuicios para la industria nacional, sino que tendría un efecto mucho más paralizador que estimulante, sobre el proceso de perfeccionamiento de este material.

Pero esto no es todo. La imposición de límites absolutos —inferiores o superiores, según se trate de una propiedad favorable o desfavorable de material—, es una práctica que da al comprador una seguridad mucho más aparente que real, porque él no suele comprobar *todo* el material que le han suministrado, y la posibilidad de que aparezcan, en la muestra, las varillas rechazables por su calidad insuficiente, es por lo general bastante pequeña.

En cambio, si el usuario estudia estadísticamente los resultados de los ensayos, está en condiciones de averiguar por *cálculo*, la presencia de posibles rollos defectuosos, y obrar en consecuencia.

Hoy en día, el control de la calidad por procedimientos estadísticos, está suficientemente desarrollado y adaptado a las necesidades de la práctica para que su utilización no suponga inconveniente alguno, y en cambio, este procedimiento nos sitúa en condiciones de poder averiguar, mucho mejor, la verdadera calidad de un suministro cualquiera; posibilidad que resulta aún más interesante cuando se trata de un material de la importancia que, por su misión, tiene el acero para tesar.

Vamos a comentar ahora las bases de un posible sistema de control.

Estadísticamente, una producción queda definida por los valores medios de las distintas propiedades del material y las desviaciones estándar correspondientes.

Si queremos utilizar este sistema, las fábricas deberían incluir, por tanto, en sus catálogos, la media y la desviación estándar que están en condiciones de garantizar para cada propiedad (resistencia, alargamiento, límite elástico, etc.).

El utilizador, partiendo de estos datos sólo tendría que hacer dos cosas:

1.º Antes de realizar el pedido: Ver si los valores característicos que se deducen de los datos de catálogo, o que ya figuraban en él son, convenientes o no para la obra proyectada.

2.º Después de recibir el suministro: Comprobar si los ensayos de recepción dan resultados acordes con los datos de catálogo.

Las bases sobre las que se apoya este sistema las vamos a tratar a continuación:

Los numerosos ensayos que realizan las fábricas para vigilar su producción, les permite calcular, con gran precisión, unos valores estadísticos, que llamaremos "Media de producción" y "Desviación estándar de producción", y que designaremos, respectivamente, por M_p y S_p.

A partir de estos valores, y teniendo en cuenta lo que diremos después, el fabricante puede ofrecer una "Media de catálogo", M_c, y una "Desviación estándar de catálogo", S_c, haciendo constar además, si lo desea, el valor característico calculado por la fórmula conocida:

$$V_c = M_c - K\,S_c$$

El usuario puede calcular, a partir de los resultados obtenidos en los ensayos de recepción, otro par de valores, M_r y S_r. Estos valores están ligados a los dos primeros por los fórmulas estadísticas siguientes:

$$M_r = M_p \pm K\,\frac{S_p}{\sqrt{n}} \qquad (a)$$

$$S_r = \left(C \pm \frac{K}{\sqrt{2n}}\right) S_p \qquad (b)$$

siendo,

n : El número de ensayos realizados por el usuario, para la recepción del material.

K: Un factor que depende de la probabilidad de que M_r y S_r se salgan fuera, en uno de los dos sentidos, de los límites dados por las fórmulas (a) y (b). Los valores de este factor, de acuerdo con la ley Laplace-Gauss, son los siguientes:

Probabilidad:	0,1 %	0,5 %	1 %	2,5 %	5 %
Valor de K:	3,09	2,58	2,33	1,96	1,64

C: Un coeficiente menor que uno, pero que tiende a valer la unidad conforme aumenta el número "n" de ensayos.

Sus valores son los siguientes, según el "Manual para el Control de Calidad de los Materiales" de la A.S.T.M.

Número de ensayos:	6	9	12	15	30
Valor de C:	0,869	0,914	0,936	0,949	1

Pero el usuario no conoce la media y la desviación estándar de producción, M_p y S_p, sino las de catálogo M_c y S_c; aparte de que las fórmulas (a) y (b), de gran utilidad para el fabricante, no se prestan para establecer una especificación.

Por tanto, la recepción del material debe basarse en las dos condiciones siguientes:

$$M_r \geqslant M_c + K\frac{S_c}{\sqrt{n}} \tag{1}$$

$$S_r \leqslant \left(C + \frac{K}{\sqrt{2n}}\right) S_c \tag{2}$$

De esta forma, el usuario sabe que debe rechazar el material cuando M_r y S_r, obtenidos en los ensayos de recepción, no guarden con M_c y S_c, ofrecidos en el catálogo, las relaciones que indican las fórmulas (1) y (2).

El fabricante, por su parte, sólo tiene que hacer:

$$M_p \geqslant M_c + 2K\frac{S_c}{\sqrt{n}} \tag{3}$$

$$S_p \leqslant S_c \tag{4}$$

para estar seguro de que no corre otro riesgo en la recepción, que el de la probabilidad, siempre pequeña en la práctica, que refleja el coeficiente K.

En efecto, la fórmula (a) pone de manifiesto que la media de los ensayos de recepción M_r puede oscilar entre

$$M_r = M_p + K\frac{S_p}{\sqrt{n}} \tag{a'}$$

$$M_r = M_p - K\frac{S_p}{\sqrt{n}} \tag{a''}$$

Este límite inferior de M_r, dado por (a") es el más desfavorable, y es, por tanto, el que debe tener en cuenta el fabricante, para evitar que le rechacen el suministro.

Pero, la fórmula (3) nos dice que:

$$M_p \geqslant M_c + 2K\frac{S_c}{\sqrt{n}}$$

Sustituyendo este valor en (a"), tenemos:

$$M_r \geqslant M_c + 2K\frac{S_c}{\sqrt{n}} - K\frac{S_c}{\sqrt{n}}$$

F. DEL POZO

Es decir: $M_r \geqslant M_c + K\frac{S_c}{\sqrt{n}}$, que es precisamente la fórmula (1), utilizada por el usuario en la recepción del material; luego, si el fabricante cumple la condición (3), no puede encontrarse con un rechazo imprevisto.

En cuanto a la desviación estándar, la fórmula (b) nos da los límites de oscilación de los ensayos de recepción de suministro:

$$S_r = \left(C + \frac{K}{\sqrt{2n}}\right) S_p \qquad (b')$$

$$S_r = \left(C - \frac{K}{\sqrt{2n}}\right) S_p \qquad (b'')$$

De estos dos límites, el más desfavorable para el fabricante es el primero, y es, por tanto, el que debe tener en cuenta.

Esto se consigue haciendo $S_c \geqslant S_p$, con lo que la (b') queda:

$$S_r \leqslant \left(C + \frac{K}{\sqrt{2n}}\right) S_c$$

que es, precisamente, la fórmula (2) empleada por el usuario en la recepción del suministro.

La base científica de este sistema ampara mucho mejor al usuario frente a los suministros realmente rechazables y, por otra parte, protege al fabricante de toda recepción más o menos arbitraria.

Un ejemplo de aplicación de este sistema lo constituyen las Especificaciones Técnicas de la "Asociación Científica del Pretensado francés", vigentes en el vecino país desde enero de 1967, y que vamos a comentar brevemente a continuación.

Empecemos por recordar que las fórmulas básicas para la recepción del material son:

$$M_r \geqslant M_c + K\frac{S_c}{\sqrt{n}}$$

$$S_r \leqslant \left(C + \frac{K}{\sqrt{2n}}\right) S_c$$

Los franceses han adoptado para K el valor 1,96, que corresponde a una probabilidad del 2,5 por 100. En cuanto a C, toma en cada caso el valor que corresponde al número de ensayos que, de acuerdo con la norma, debe realizar el usuario para comprobar la calidad del suministro. Este número lo pondremos como subíndice de M_r y S_r, ya que varía de unos ensayos a otros.

Carga de rotura.

$$M_{r\,12} \geqslant M_c + 0{,}57\,S_c$$

$$S_{r\,12} \leqslant 1{,}35\,S_c$$

Límite elástico.

$$M_{r\,6} \geqslant M_c + 0{,}80\,S_c$$

$$S_{r\,6} \leqslant 1{,}46\,S_c$$

Alargamiento en rotura.

$$M_r\ 12 \geqslant M_c + 0{,}57\ S_c$$

$$S_r\ 12 \leqslant 1{,}35\ S_c$$

En el caso de que los resultados de los ensayos de recepción no cumplan las condiciones señaladas, la especificación francesa prevé unos ensayos suplementarios, cuyos resultados deben unirse a los anteriores, con el fin de obtener poblaciones más numerosas. Esta operación la recoge, esquemáticamente, el cuadro siguiente:

Determinación	Ensayos normales de recepción	Ensayos suplementarios (si ha lugar)	Total
Carga de rotura. . . .	12	18	30
Límite elástico.	6	9	15
Alargamiento	12	18	30

Con estas poblaciones, que son superiores al doble de las anteriores, la especificación francesa suprime $+ K \frac{S_c}{\sqrt{n}}$ que figura en el segundo miembro de la fórmula 1, aceptando que la media obtenida en los ensayos es satisfactoria, si es igual o superior a la ofrecida en el catálogo.

Es decir, que para estos ensayos más numerosos, las fórmulas para la recepción del material son las siguientes:

$$M_r \geqslant M_c \qquad (2')$$

$$S_r \leqslant \left(C + \frac{K}{\sqrt{2\,n}}\right) S_c$$

El parámetro de probabilidad K, sigue valiendo 1,96. En cuanto a C, toma, como anteriormente, el valor que corresponde, en cada caso, al número "n", de ensayos.

Con estos valores, la norma francesa obtiene las fórmulas particulares siguientes:

Carga de rotura.

$$M_r\ 30 \geqslant M_c$$

$$S_r\ 30 \leqslant 1{,}25\ S_c$$

Límite elástico.

$$M_r\ 15 \geqslant M_c$$

$$S_r\ 15 \leqslant 1{,}32\ S_c$$

Alargamiento.

$$M_r\ 30 \geqslant M_c$$

$$S_r\ 30 \leqslant 1{,}25\ S_c$$

En relación con las características exigidas a los aceros para tesar y las pruebas correspondientes, las normas más recientes exigen además de las ya tradicionales, como son carga de rotura, alargamiento, límite elástico e incluso ensayos de adherencia, de interés en elementos pretensados, otro tipo de pruebas entre las que podemos incluir, plegado alternativo, tracción ondulada, arrollamiento y auto-enderezado.

Estas cuatro últimas pruebas, reflejan, en el fondo, una misma preocupación, la necesidad de poner de manifiesto, con la mayor claridad posible, la fragilidad del material.

Cuando se habla de fragilidad, se suele pensar en composición y estructura, ya que éstas son las causas determinantes del comportamiento del material.

Pero las varillas y cables son, además, "una geometría", cuyos defectos influyen decisivamente en los resultados.

La experiencia demuestra que diminutas burbujas, pequeñas entallas y otros defectos, pueden fragilizar los aceros de tesar en igual o mayor proporción que una composición o estructura inadecuadas.

La pequeña sección de los alambres y varillas hace que estos elementos resulten especialmente sensibles a defectos que no sólo tienen ya, inicialmente, una mayor importancia relativa, sino que pueden constituir, después, una vía de entrada a otras causas fragilizantes, como la corrosión bajo tensión.

El plegado alternativo a 90°, la tracción ondulada (fatiga) entre el 0,6 y el 0,7 de la carga de rotura, y la prueba de arrollamiento sobre un cilindro de diámetro 2,5 $\varnothing$, sin aparición de fisuras, son ensayos relacionados con la ductilidad "global" del acero.

La condición de que la varilla quede prácticamente rectilínea (flecha $<$ 20 cm en 5 m de longitud), cuando se desata el rollo suministrado, trata de evitar que se produzcan alteraciones fragilizantes (plastificaciones excesivas, pequeñas fisuras superficiales, etcétera) por efecto del devanado.

Es realmente notable la preocupación que se observa en la norma francesa, ya citada, por todo lo relacionado con la fragilidad o fragilización del material; preocupación que se refleja en el prólogo, en el articulado y en los comentarios. Basta, por ejemplo, que una sola probeta no soporte los plegados alternativos previstos, para que el lote sea rechazado de plano, sin que se prevea ninguna posibilidad de contraensayo.

Y pasemos ahora a comentar los ensayos de relajación.

En esta prueba, las especificaciones actuales reflejan más o menos veladamente las dificultades de los asuarios para comprobar si el material tiene una relajación aceptable o no.

Los laboratorios dotados de máquinas e instalaciones adecuadas para realizar el ensayo son muy pocos, y las solicitudes de esta clase se ven sometidas, frecuentemente, a demoras, producidas por una demanda que suele superar las posibilidades de estos laboratorios.

Por otra parte, los ensayos son largos, ya que la relajación a 1.000 horas representa, por sí sola, una espera de cuarenta y dos días, para conocer los resultados.

Además, un estudio estadístico requeriría hacer, *simultáneamente*, un número de ensayos que, en general, es mayor que el de máquinas disponibles; resultando inadecuados los ensayos *sucesivos*, ya que alargarían aún más el tiempo necesario para conocer la pérdida de tensión a mil horas.

Es fácil, por tanto, hacerse cargo de las circunstancias especiales que concurren en la prueba de relajación, y no es de extrañar, como consecuencia, que las especificaciones no muestren aquí el mismo criterio que en los ensayos citados anteriormente.

La discusión de las distintas soluciones, más o menos viables, que cabe imaginar, rebasaría, con mucho, las posibilidades de esta exposición.

Además, la discusión resultaría, ahora, meramente especulativa, ya que abundan los puntos oscuros, que sólo el tiempo y la investigación futura podrán aclarar.

Resulta necesario, por tanto, adoptar una solución transitoria, como han hecho los franceses, ya que no adoptar ninguna en espera de la solución definitiva, no haría sino agravar el problema.

Sobre todo, debemos tener en cuenta, como ellos, la viabilidad de esa solución en el momento actual, dotándola, además, de suficiente flexibilidad, para que pueda adaptarse, en cada caso, a lo que exija la importancia de la obra.

Las dos ideas fundamentales de la especificación francesa son:

1.ª No es previsible que, normalmente, el utilizador haga ensayos de esta clase para la recepción del material.

2.ª Si los lleva a cabo, bastará que la relajación obtenida no exceda el valor de catálogo en más del 10 por 100, para que el suministro sea aceptado.

La solución es, sin duda, realista. Si podrá ser reemplazada en un futuro próximo, por otra mucho más conveniente, no es una pregunta que pueda contestarse con seguridad.

Son bastantes los laboratorios que trabajan en este tema; pero hay que reconocer que, al menos, hasta ahora, no con demasiado éxito.

La idea de encontrar algún sistema que pueda reemplazar al lento y costoso ensayo de pérdida de tensión, a deformación constante, durante mil horas, es un objetivo tan deseado, desde hace tiempo, como largamente perseguido por los interesados en el tema.

Sin embargo, no hay esperanzas de encontrar una solución de este tipo, en lo que se refiere a los ensayos de recepción, ya que estos ensayos, por su carácter, se prestan mal a las pruebas indirectas o abreviadas, cuyos resultados sólo nos pueden dar una idea aproximada de la verdadera relajación del material.

Recientemente, se ha construido una nueva sala en el Laboratorio Central de Ensayo de Materiales de Construcción destinada, exclusivamente, a ensayos de relajación de aceros.

Esto ha sido posible gracias a la comprensión por este tipo de problemas y al apoyo entusiasta que hemos encontrado en la Dirección General de Carreteras, por lo que nos es muy grato reconocerlo así públicamente.

En esta sala hemos instalado diez máquinas, seis de ellas, de 5 Tm de capacidad, para ensayos de varillas, las cuatro restantes de 16 Tm permiten ensayar cables de los diámetros más corrientes.

Con el fin de facilitar su isotermia, la nave se ha hecho enterrada. Su climatización está asegurada por un equipo calefactor-refrigerador que permite, además, una regulación adecuada de la humedad.

Los dispositivos de control mantienen la temperatura a 21° ± 1° C, con una humedad ambiente de 50 por 100 ± 10 por 100.

Aún es pronto para sacar conclusiones del trabajo de investigación actualmente en marcha, ya que, hasta este momento, no hemos podido hacer el número de ensayos precisos, por la duración de cada uno de ellos, que es, como dije antes, del orden de mes y medio.

De todas formas, parece que, en principio, existe cierta correlación entre las relajaciones de ciento veinte horas y mil horas, que no es estrictamente proporcional, como ha ase-

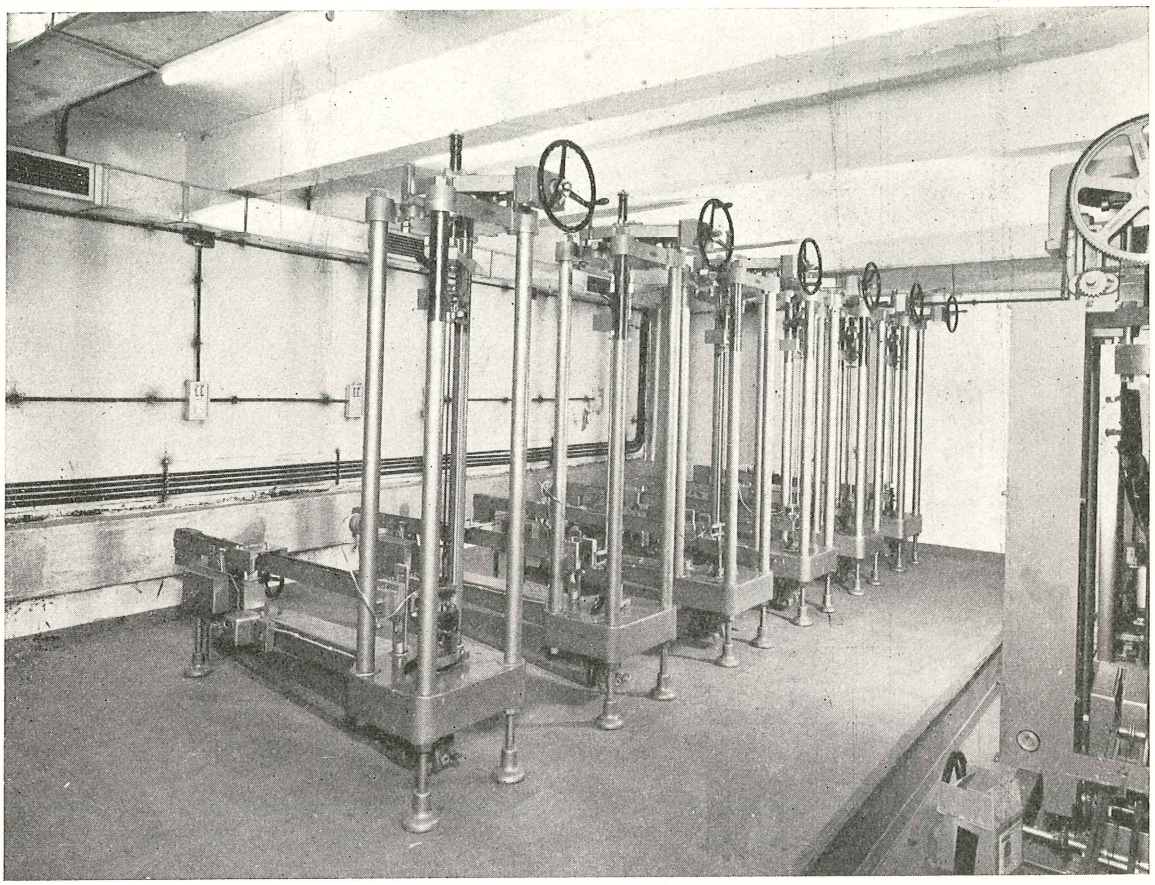


Figura 1.

gurado algún autor, sino que, según se desprende de los datos de que disponemos hasta ahora, la relación "relajación a mil h/relajación a ciento veinte horas" tiene el valor 2, aproximadamente, cuando la relajación a mil horas no pasa del 4 por 100, pero, después, el valor de esa relación va disminuyendo progresivamente, conforme aumenta la relajación a mil horas del acero ensayado.

Y ahora y como último tema de esta exposición vamos a tratar el fenómeno de corrosión bajo tensión en los aceros para tesar.

Los joyeros del siglo XIX ya se dieron cuenta del fenómeno de corrosión bajo tensión, porque sabían que las aleaciones de oro baratas se volvían frágiles al exponerlas a determinadas soluciones que contenían iones cloro.

Este fenómeno se hizo más popular, a principios de este siglo, cuando empezaron a romperse, inesperadamente, las vainas de latón de las municiones usadas por los soldados ingleses destacados en la India.

Las roturas se producían, preferentemente, durante la estación lluviosa y se comprobó que eran debidas a la acción conjunta de trazas de amoníaco, contenidas en el aire

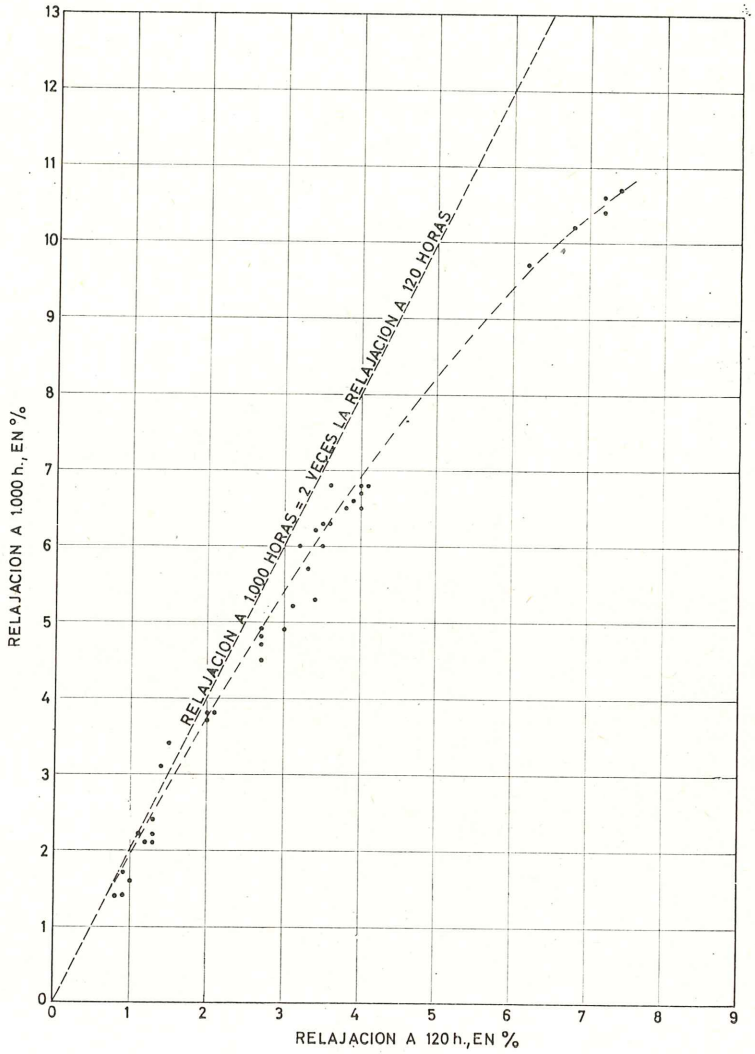


Figura 2.

húmedo, y a tensiones residuales en las vainas, producidas durante su fabricación. Si se eliminaba el amoníaco o las tensiones residuales, las roturas desaparecían.

Al ser un proceso que requería la presencia de un ambiente corrosivo y de tensiones en el material se le llamó por primera vez "rotura por corrosión bajo tensión".

Hoy se sabe que la corrosión bajo tensión afecta a muchas aleaciones y ha sido la causa de la rotura de algunas estructuras pretensadas, de la explosión de calderas e incluso de fallos en prótesis metálicas. Este fenómeno además no es privativo de los metales, se presenta en plásticos sometidos a tensión en presencia de compuestos orgánicos y también en vidrios bajo carga en presencia de vapor.

No existe una teoría capaz de explicar, de una manera unificada, el complejo fenómeno de la corrosión bajo tensión. Es difícil responder a las preguntas.

¿Cómo actúa el medio ambiente para iniciar una grieta y hacer que se propague con tensiones tan bajas?

¿Por qué el mismo medio ambiente es agresivo para ciertos aceros y no lo es para otros, que apenas difieren en su composición?

¿Por qué el mismo tipo de acero es susceptible o no, según el tratamiento térmico sufrido, a la corrosión bajo tensión?

La investigación en este campo ha reunido a químicos, especialistas en electroquímica, y a físicos dedicados a la metalurgia. Ambos grupos se han planteado el problema a escala atómica y la solución, incluso para el problema de corrosión normal, todavía está lejos a pesar del interés económico que representa.

No olvidemos que en el último Congreso sobre Corrosión celebrado en Madrid, se valoraron las pérdidas anuales debidas a este fenómeno en quince mil millones de pesetas sólo en España.

Las teorías propuestas para explicar la corrosión bajo tensión pueden agruparse en dos tendencias.

Una de ellas se basa únicamente, en fenómenos electroquímicos. Se hace la hipótesis de que en la aleación existen caminos muy susceptibles a la corrosión, como podría ser los bordes de grano, por ejemplo. Los agentes corrosivos, al alcanzar el metal, se absorberían preferentemente en los bordes de las microgrietas y debilitarían la energía se enlace entre los átomos metálicos. Este proceso favorece la propagación de la microgrieta, porque las tensiones en los bordes son grandes debido al efecto de entalladura y a la tensión a que está sometido el material.

Esta teoría permite explicar el proceso de la corrosión en algunas aleaciones.

En otras, entre las que se encuentran los aceros, la velocidad de propagación de las grietas es demasiado grande para poderla justificar mediante una serie de reacciones químicas y demasiado lenta para atribuirla solamente a un proceso mecánico.

Esta situación ha sugerido la segunda tendencia, basada en una teoría mecánica y electroquímica. Se supone que la grieta se inicia por un proceso electroquímico, igual al descrito, pero que al alcanzar un tamaño crítico se propaga a una cierta distancia, debido únicamente a la concentración de tensiones (como en la rotura frágil). A continuación se inicia un nuevo proceso electroquímico seguido de una rápida rotura de origen mecánico y así sucesivamente hasta la rotura. Esta teoría ha sido enunciada por Heurorne y Parkins en 1966.

En aleaciones de alta resistencia y concretamente en aceros para pretensado parece ser que el mecanismo más probable es el segundo. La grieta se inicia por corrosión bajo tensión y se propaga por rotura frágil.

Como en las dos hipótesis se reconoce la necesidad de una corrosión electroquímica el proceso puede detenerse mediante la protección catódica. La protección catódica impedirá que se forme la grieta o detendrá su avance, es más, del éxito o del fracaso de la protección se podrían distinguir las roturas por corrosión bajo tensión, de otras formas de rotura. Sin embargo, en determinadas circunstancias, la protección catódica puede acele-

rar el proceso de corrosión bajo tensión produciéndose un fenómeno que se llama fragilización por hidrógeno.

En este fenómeno de fragilización por hidrógeno la grieta no se origina por un proceso de corrosión. La rotura es el resultado de la acción conjunta de la tensión y de la fragilización inducida por la penetración de hidrógeno en el metal. El mecanismo responsable de la fragilización tampoco está claro. Algunas teorías como la de Morlet, enunciada en 1958 suponen que el hidrógeno penetra en forma atómica y se difunde hacia las imperfecciones (dislocaciones, vacantes, bordes de grano, etc.), donde se recombina en forma de hidrógeno molecular y ejerce grandes presiones. Estas presiones crearían cavidades submicroscópicas rodeadas de fuertes tensiones que se añadirían a las ya existentes en el material.

Otro grupo de teorías (Vaugham, 1963) le atribuyen al hidrógeno un papel distinto. Suponen que su misión es producir tensiones dentro de la ferrita (al difundirse por la malla cristalina) o formar hidruros metálicos que fragilizan el material.

El hidrógeno responsable de este fenómeno puede provenir de reacciones químicas que se verifiquen en el medio, o producirse debido a la protección catódica (Peterson, 1967). En ambos casos la cantidad de hidrógeno absorbida por el metal puede aumentar muchísimo, cuando están presentes ciertos "venenos" como son los iones de azufre, de antimonio o mercurio. Se cree que estos compuestos inhiben la recombinación del hidrógeno atómico, aumentando su concentración en la superficie y, por tanto, su velocidad de difusión.

No es fácil distinguir, por la forma microscópica de la grieta, las roturas producidas por corrosión bajo tensión de las roturas por fragilización por hidrógeno. Algunos autores consideran este último fenómeno como un caso particular de la corrosión bajo tensión.

Los procesos de corrosión bajo tensión y fragilización por hidrógeno que acabamos de describir raramente se dan aislados, como casos "puros", es más, generalmente suelen ir acompañados de corrosión normal. Un caso particular de esta última, que tiene mucha importancia en aceros de pretensado, es la corrosión por picadura.

El mecanismo de corrosión es el siguiente: Por un proceso de corrosión normal, en presencia de agua y oxígeno, el acero se recubre de una capa de hidróxido básico que lo protege de ulterior corrosión (se dice que se ha pasivado).

En la práctica del pretensado la fomación de esta capa se ve favorecida y estabilizada por la presencia de hidróxido cálcico, formado durante el fraguado y endurecimiento del cemento.

En presencia de ciertos iones (Cl^-, por ejemplo), estas capas se destruyen localmente, dejando el metal al descubierto y con una diferencia de potencial respecto al resto del material protegido. Se forma lo que se llama una zona anódica, donde el metal tiene tendencia a disolverse. Como la zona es reducida, la disolución progresa en forma de pozo formando la picadura.

Si esta zona fuera extensa, a igualdad de material disuelto, los daños serían menores. Las cavidades que se producen son muy grandes, y no solamente disminuyen la sección del alambre, sino que, además, fragilizan el material por efecto de entalladura, como veremos a continuación, y lo hacen más susceptible al aumentar los defectos superficiales, a la rotura por fatiga.

Es fácil darse cuenta, después de las teorías expuestas, que todavía queda un largo camino a recorrer para poder disponer de soluciones concretas a los problemas que plantea la corrosión bajo tensión. Dado el medio agresivo, determinar la estructura y composición del acero idóneo es una pregunta que hoy no puede responderse con precisión. Esta es una de las tareas típicas encomendadas a una nueva rama llamada Ciencia de Materiales.

Frente a estas situaciones debe recurrirse a la experiencia real en la obra, o provocada en el laboratorio.

Dada la importancia del tema, aunque dentro de una obligada limitación de medios, el Laboratorio Central empezó hace algo más de un año una investigación en que trabaja un equipo formado por los doctores Sres. Elices, Barba y Climent, aportando cada uno en su especialidad la Ingeniería, la Fisicoquímica teórica y la Metalurgia.

De los detalles de esta investigación y de las conclusiones provisionales obtenidas hasta el momento les hablaré a continuación.

Los ensayos realizados en el Laboratorio deben reproducir, lo mejor posible, las condiciones reales, porque la extrapolación, como ha dicho algún autor, puede resultar muy peligrosa. Por ello, se han elegido medios agresivos que pueden aparecer en las obras, y únicamente se ha forzado la intensidad del ensayo.

En la interpretación de los resultados se ha tenido en cuenta el tiempo tardado hasta la rotura o hasta la aparición de la primera grieta. También se ha comprobado la pérdida de propiedades mecánicas, valor del límite elástico, carga de rotura y ductilidad (variación de la sección transversal durante la estricción, alargamiento y número de plegados).

Las microgrietas, provocadas por la corrosión bajo tensión, son una invitación a la rotura (como la entalladura), y por este motivo, se han realizado ensayos de fatiga, fenómeno muy sensible a los defectos superficiales. Debido a la naturaleza intergranular del ataque y a la forma alargada de los granos, se producen microgrietas, casi coaxiales con el hilo, cuyo efecto se manifiesta en la prueba de torsión alternativa que también se ha realizado. Por último, los ensayos se han completado con una minuciosa observación microscópica de la estructura y zonas de fractura de las probetas.

Para la realización de los experimentos se han usado alambres de tres tipos de aceros diferentes: acero patentado y trefilado (A_1), acero bonificado (A_2) y acero decapado (A_3).

En el acero patentado y trefilado las propiedades mecánicas se han obtenido por trabajo en frío, mientras que el acero bonificado ha adquirido sus propiedades mediante un tratamiento térmico. También se han usado aceros patentados y trefilados sin la capa de protección —acero decapado— para contrastar la eficacia de la misma frente a los medios agresivos.

La diferencia fundamental entre los aceros patentados, trefilados y los bonificados reside en su estructura y estado de la superficie. Los primeros, tienen sus granos alineados en la dirección del trefilado y una superficie relativamente lisa, mientras que la estructura de los aceros bonificados no muestra ninguna orientación preferente y su superficie es más rugosa.

Esta diferencia de estructuras se manifiesta en el comportamiento mecánico, especialmente en las pruebas de plegado. Los alambres bonificados, debido a la irregulari-

dad de su superficie, resisten menos ciclos que los patentados y trefilados, sin embargo, cuando han sufrido un revenido fuerte son menos suceptibles a la fragilización.

La diferencia de estructuras también influyen en el comportamiento químico. Los

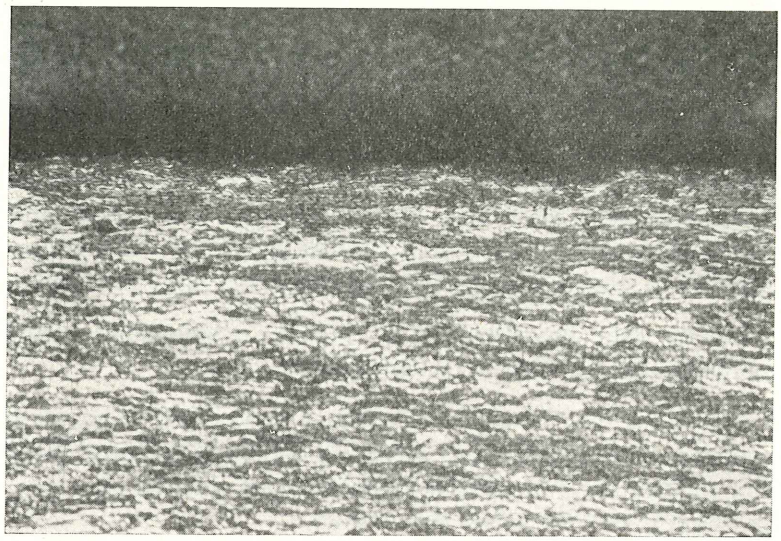


Fig. 3-*a*. — Estructura de un alambre patentado y trefilado en frío. Obsérvese la orientación preferente del grano en la dirección del eje, y la superficie relativamente lisa del borde, en comparación con la figura 3-*b*.

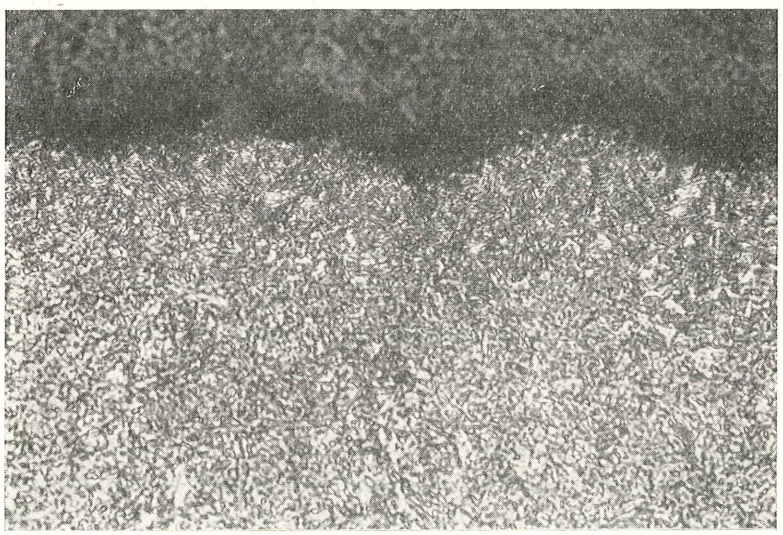


Fig. 3-*b*.—Estructura de un alambre templado y revenido (bonificado). Obsérvese que no hay orientación preferente y que la superficie del borde es más rugosa.

aceros bonificados son más suceptibles a la corrosión bajo tensión, fenómeno que se manifiesta porque en los ensayos realizados los tiempos de rotura son más cortos y la resistencia a la fatiga es mucho menor.

Se supone que una de las ventajas de los aceros patentados y trefilados frente a la corrosión bajo tensión (recordemos que es una corrosión intercristalina) es que, debido a

la forma alargada de sus granos, el tanto por ciento de materia intercristalina susceptible al ataque es menor que en los aceros bonificados.

En los ensayos del laboratorio tratamos de aclarar si los alambres son atacados y en qué medida por agentes que pueden encontrarse en obra, agua del mar, agua con

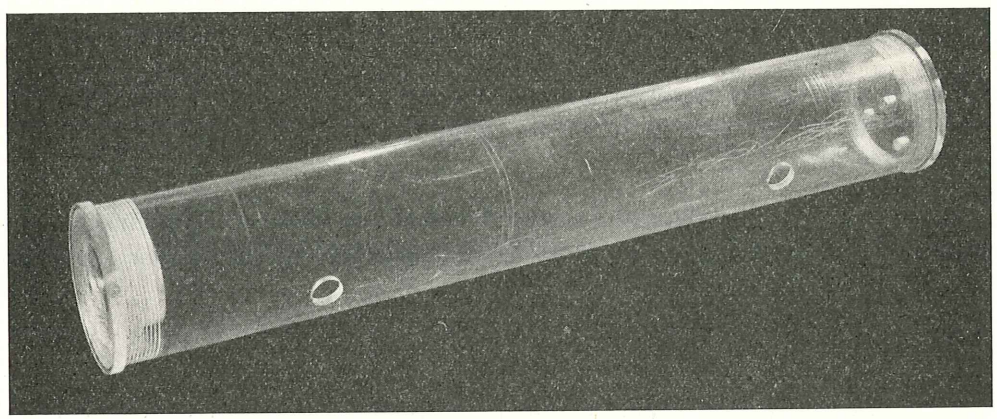


Fig. 4-*a*.—Célula de corrosión. La disposición del alambre es coaxial. Los orificios laterales permiten la salida de los gases.

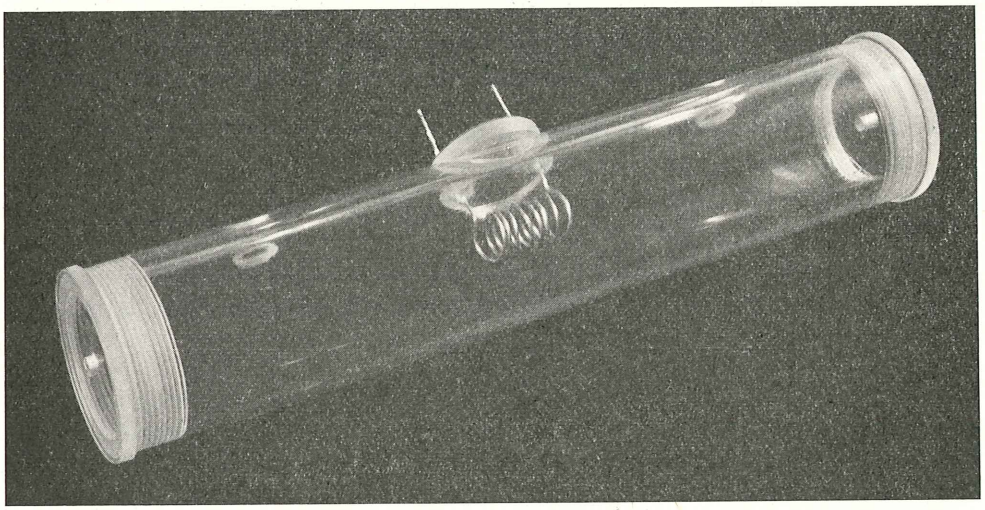


Fig. 4-*b*.—En este tipo de célula de corrosión, el arrollamiento tiene como finalidad introducir una polarización arbitraria en el alambre.

sustancias orgánicas en suspensión, agua estancada, yesos, abonos, atmósferas que contengan sulfhídrico, anhídrido carbónico, etc.

Para los ensayos se han seleccionado los siguientes medios: agua de mar, agua de cal y agua de yeso. Soluciones con cloruro cálcico. Soluciones con nitratos (60 por 100 $(NO_3)_2Ca$ y 4 por 100 de NO_3NH_4) y soluciones con sulfhídrico.

Las células de corrosión utilizadas para los ensayos se indican en las figuras. Las zonas del alambre que no debían ser expuestas a la corrosión iban recubiertas de una capa protectora de pintura, para evitar el par diferencial.

Para establecer la diferencia de potencial entre el medio y el cable se utilizó un tubo coaxial de acero inoxidable conectado a un extremo de una fuente de voltaje. El

otro extremo iba conectado al cable y al circuito; se cerraba a través del medio. Por este procedimiento y variando el potencial se podría acelerar o detener el proceso corrosivo. (figura 5).

Algunas células de corrosión llevan incorporadas resistencias eléctricas para regular la temperatura del medio. Los ensayos se realizan en grupos de ocho, unidos mediante un dispositivo electromecánico que interrumpe el ensayo al romperse el primer cable. (figura 6.)

En algunas situaciones como la inmersión continuada de los alambres no refleja la realidad, se han hecho ensayos de inmersión periódica, con un montaje más simple sugerido por Bukowiecki (fig. 7).

El ataque periódico, en algunos casos (soluciones con nitratos), es menos agresivo que el de inmersión continuada, pero en otros (soluciones con ClNa) es más peligroso, debido al mayor aporte de oxígeno.

A continuación comentamos los primeros resultados obtenidos.

Consideremos, en primer lugar, el efecto producido por el ClNa. Los valores de la carga de rotura apenas han variado, después de un ensayo cuya duración ha oscilado entre uno y tres meses y el material se ha sometido a distintas tensiones, hasta alcanzar el límite elástico. La pequeña disminución que aparece en algunos casos se cree que es debida a una mayor aireación de la muestra, lo que implica un aumento de la capa de óxido y una disminución de la sección eficaz. (fig. 8).

La ductilidad se ha tenido en cuenta a través del ensayo de plegado estándar. El número de ciclos en función de la tensión de los alambres se ha representado para distintos tiempos en la figura 9. Para los aceros patentados y trefilados la influencia ha sido muy pequeña; sin embargo, es fácil apreciar una fragilización notable en los aceros bonificados. A la vista de los resultados y de la cantidad y distribución de las picaduras, parece ser que los distintos tipos de alambres tienen, aproximadamente, la misma tendencia a la corrosión.

Sin embargo, los alambres bonificados deben considerarse más peligrosos porque son más sensibles a las entalladuras (como lo demuestra el ensayo de plegado). En los alambres patentados y trefilados, debido a la estructura alargada de sus granos, les es difícil a las grietas progresar normalmente a la dirección del eje, produciéndose una picadura peculiar, en forma de escamas, como puede apreciarse perfectamente en la figura 10, donde además se ve el efecto del tiempo en la variación del tamaño de la picadura.

Como contraste se muestra la forma de la picadura en un acero bonificado, donde la falta de orientación de los granos no puede impedir el progreso de la corrosión hacia el centro (fig. 11).

El comportamiento de los dos tipos de acero es distinto frente a los nitratos. Todos los aceros bonificados rompieron por corrosión bajo tensión durante el ensayo, mientras que no rompió ninguno de los aceros patentados y trefilados. La forma de la rotura por corrosión bajo tensión, rotura frágil, puede apreciarse en la figura 13 donde se compara con la rotura dúctil, producida en un ensayo a tracción de un acero patentado y trefilado sometido al mismo ataque químico.

En la figura 14 se muestra una grieta por corrosión bajo tensión debida al ataque de nitratos en un acero bonificado. Los resultados del ensayo de plegado se indican en la

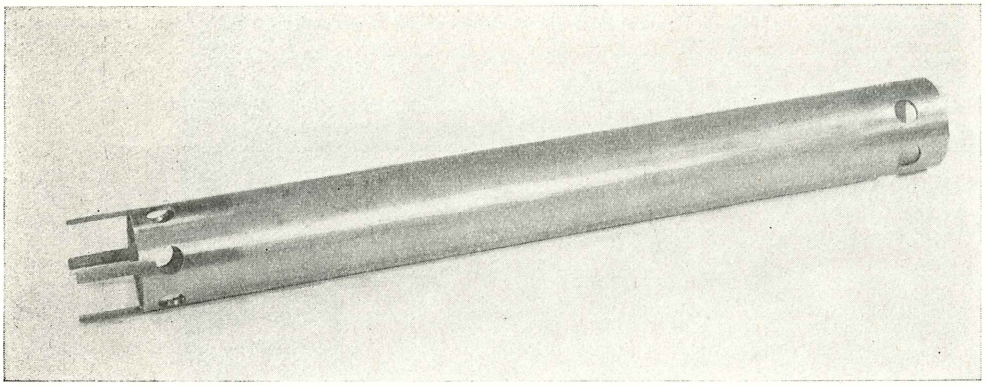


Fig. 5.—Tubo coaxial de acero inoxidable, que se sitúa dentro de la célula de la figura 2-*a*, para establecer una diferencia de potencial entre el medio agresivo y el alambre. Relación 2/1.

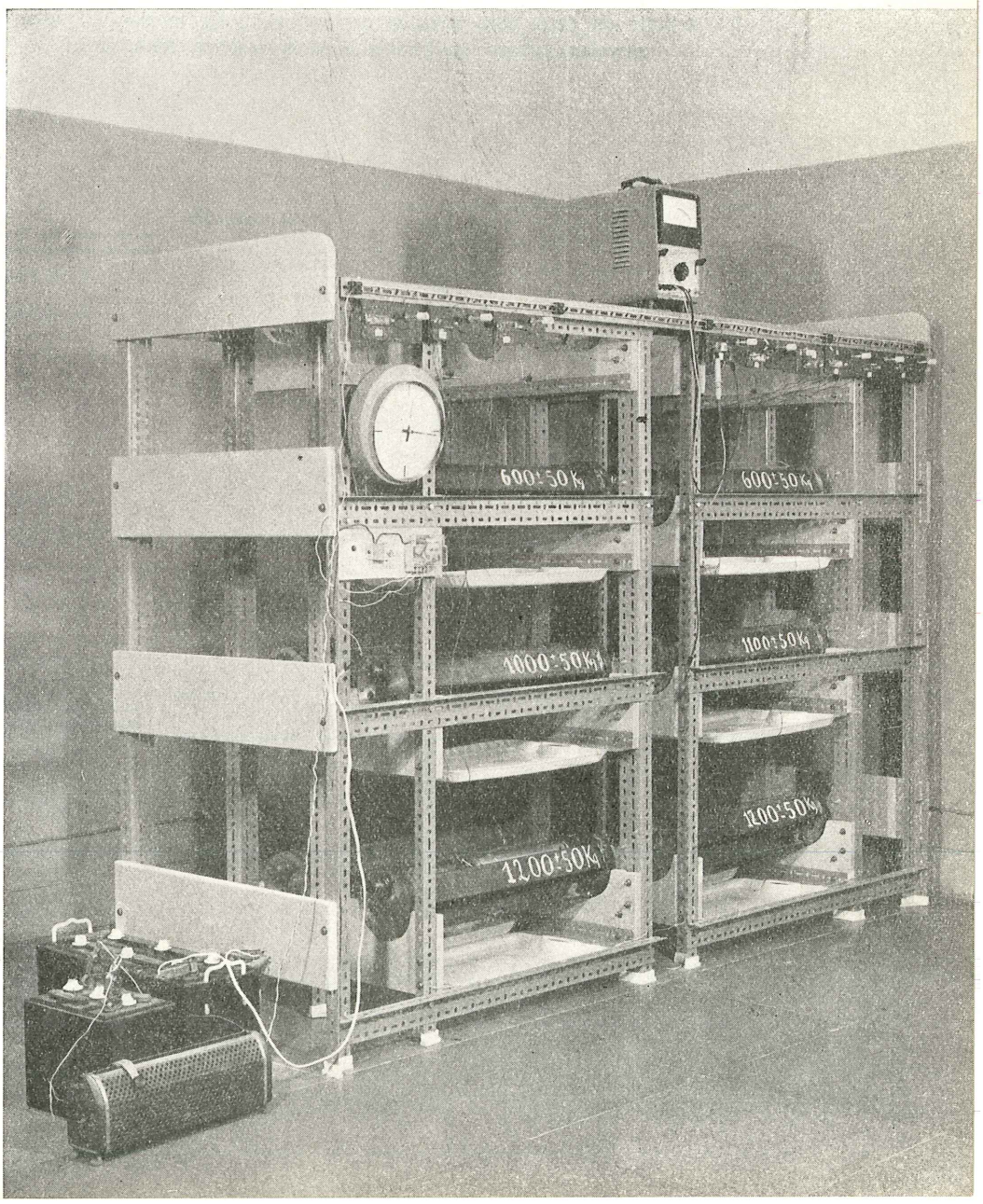


Fig. 6. — Montaje de las unidades de corrosión.

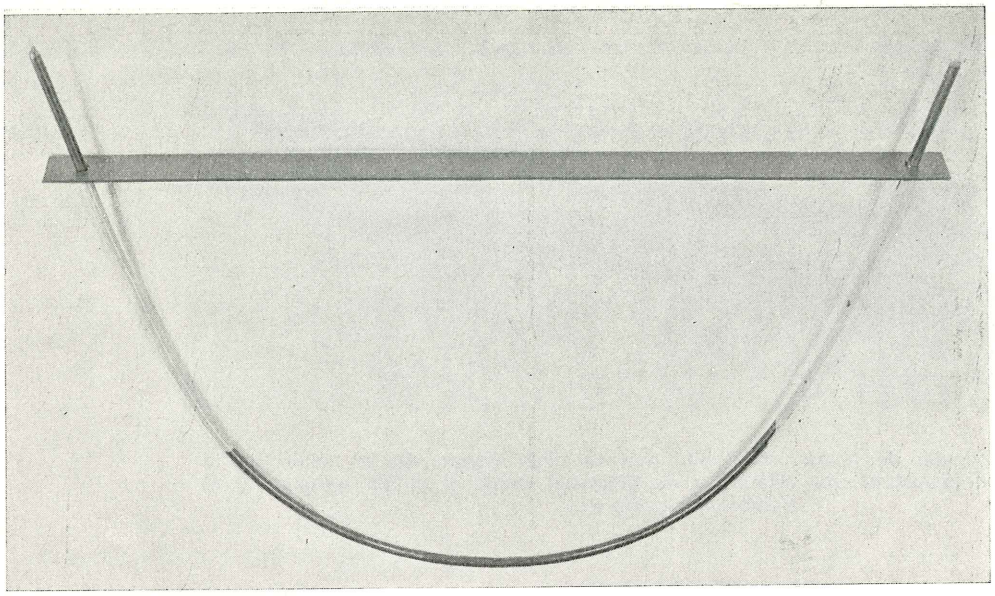


Fig. 7.—Montaje en arco para ensayos de corrosión. La tensión en zona de mayor curvatura rebasa ligeramente el límite elástico. Relación 2/1.

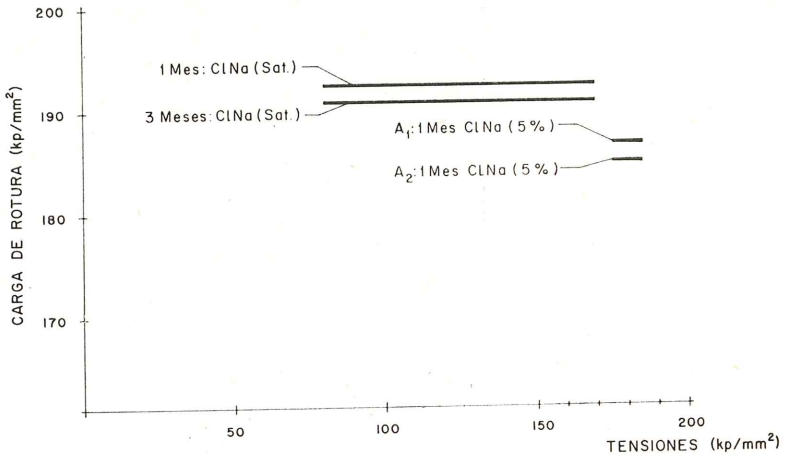


Figura 8.

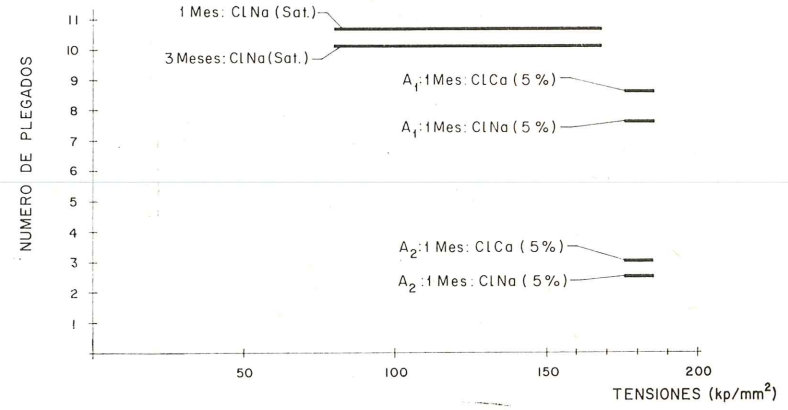


Figura 9.

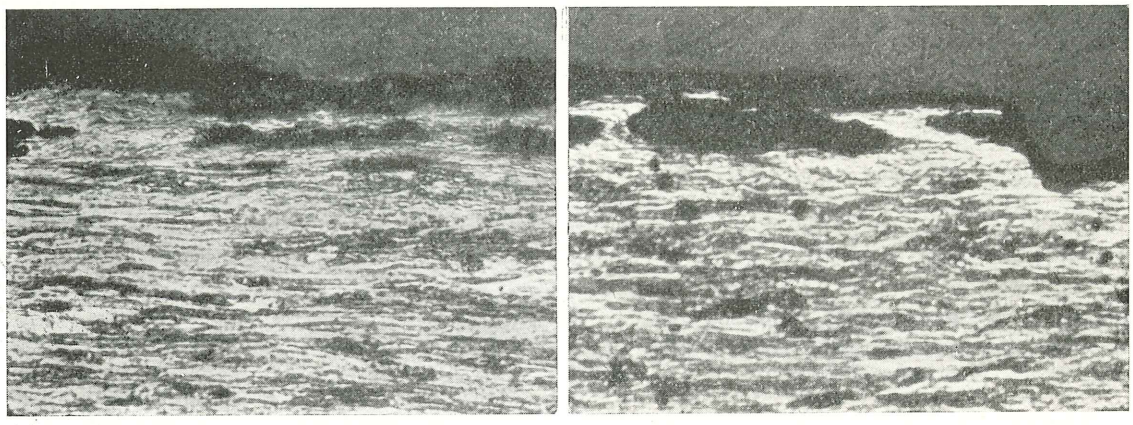


Fig. 10.—Corrosión por ClNa en alambres patentados y trefilados. El tipo de corrosión es en forma de escamas. En la figura de la izquierda, el tiempo de permanencia ha sido un mes; en el de la derecha, de tres meses (× 300).

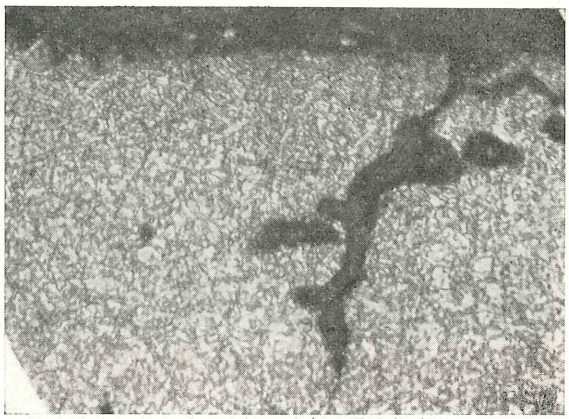


Fig. 11.—Corrosión por ClNa en alambres templados y revenidos. El tipo de corrosión es una picadura típica debida a la falta de orientación de los granos. Tiempo de permanencia, un mes. Aumentos, × 300.

TIEMPOS DE ROTURA. MEDIO AGRESIVO: NITRATOS	
Tipo de ensayo	Tiempo de rotura
1. Temperatura ambiente. Tipo de acero A_1. Tensión, 170 Kg./mm.^{2}.	> de 2 meses
2. Temperatura, 100° C. Tipo de acero A_1. Tensión, 170 Kg./mm.^{2}.	> de 2 meses
3. Temperatura, 100° C. Tipo de acero A_1. Tensión, 180 Kg./mm.^{2}. Ciclos de inmersión de una hora semanal.	> de 8 ciclos
4. Temperatura, 100° C. Tipo de acero: A_2. Tensión, 180 Kg./mm.^{2}. Ciclos de inmersión de una hora semanal.	4 ciclos

Figura 12.

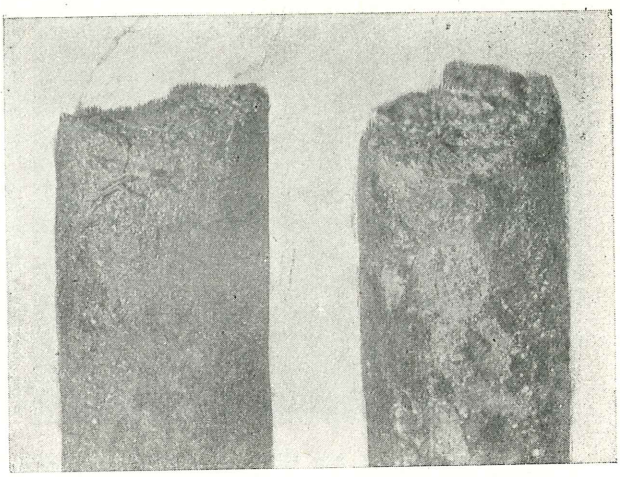


Fig. 13, *a.* — Acero templado y revenido. Rotura frágil, por corrosión bajo tensión, debido a nitratos (× 12).

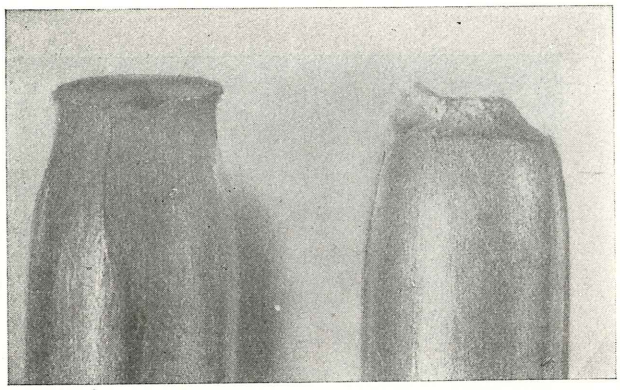


Fig. 13, *b.* — Acero patentado y trefilado. Rotura dúctil (provocada en una máquina de tracción) después de estar sometido al mismo ambiente agresivo (× 12).

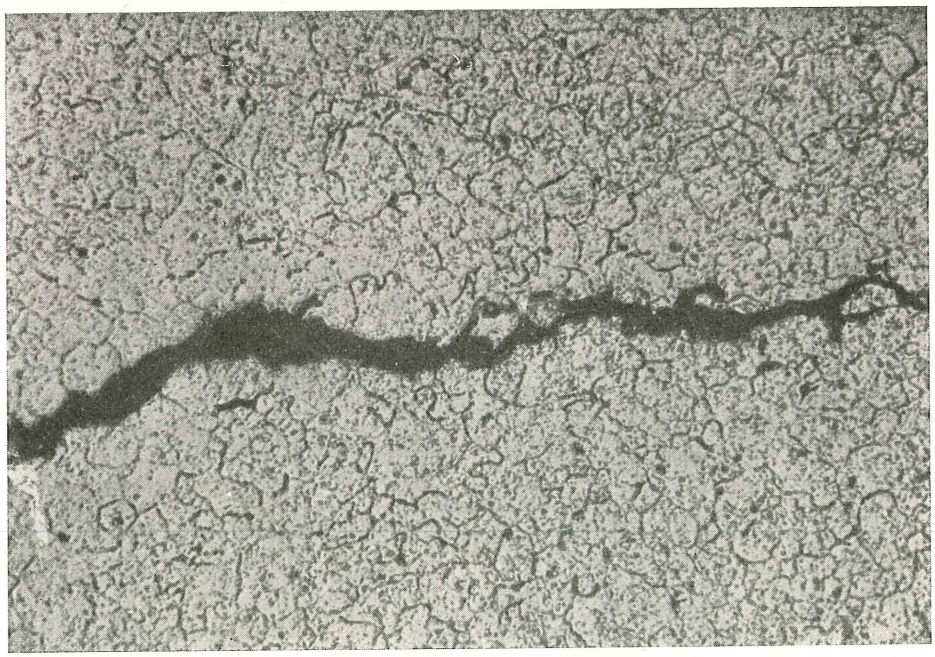


Fig. 14.—Grieta producida por corrosión, bajo tensión debida al ataque de nitratos, en un alambre templado y revenido. Aumentos, × 300.

figura 15, resaltando una vez más la tendencia a la fragilización de los aceros bonificados. En la figura 16 se resume el comportamiento mecánico de unos cables patentados

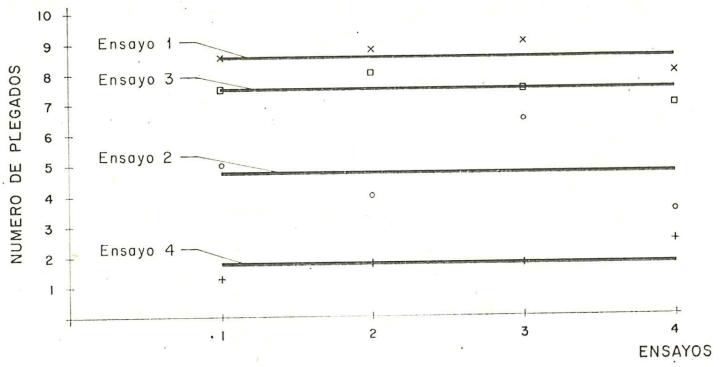


Figura 15.

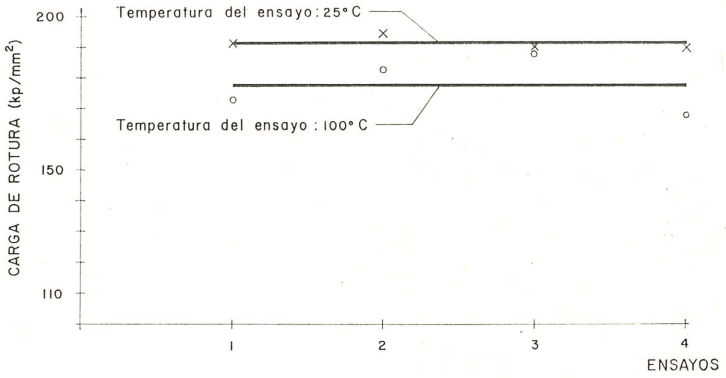


Figura 16.

y trefilados que no han mostrado síntomas de corrosión bajo tensión después de un prolongado ataque con nitrato.

Los ensayos de fragilización por hidrógeno, debidos al sulfhídrico, son más espectaculares. En la figura 17 se muestran los tiempos de rotura para los distintos tipos de

TIEMPOS DE ROTURA. MEDIO AGRESIVO: SH_2	
Ensayo en arco. Inmersión continua. Temperatura ambiente.	Tiempo de rotura.
1. Acero A_1	41 minutos.
2. Acero A_2	12 minutos.
3. Acero A_3	25 minutos.

Figura 17.

alambres. Los cables que mejor resistieron fueron los patentados y trefilados, a continuación los mismos sin protección superficial y, por último, los bonificados. La prueba de plegado se indica en la figura 18. También se incluyen los valores obtenidos con alambres sin

tensión, para mostrar que el efecto fragilizador del hidrógeno no depende de la carga. Sin embargo, el tiempo de rotura depende de la tensión, como se muestra en la figura 19. El tipo de rotura causada por el SH_2 es frágil y análoga al de corrosión bajo tensión producido por los nitratos (véase fig. 20).

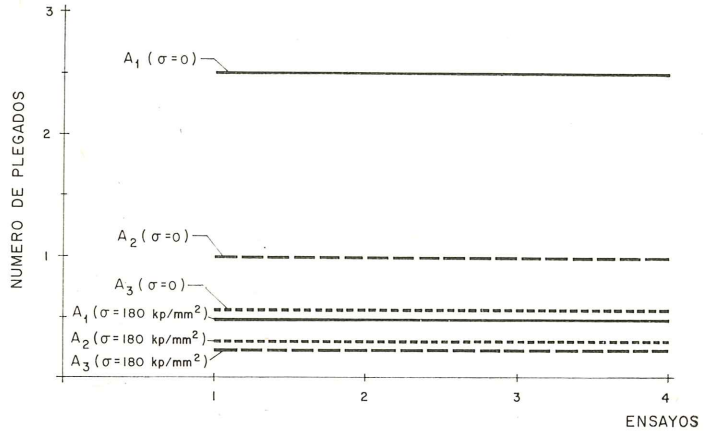


Figura 18.

Los ensayos, iniciados en el Laboratorio Central, confirman el criterio de que los aceros patentados y trefilados reúnen excelentes condiciones para su uso en pretensado

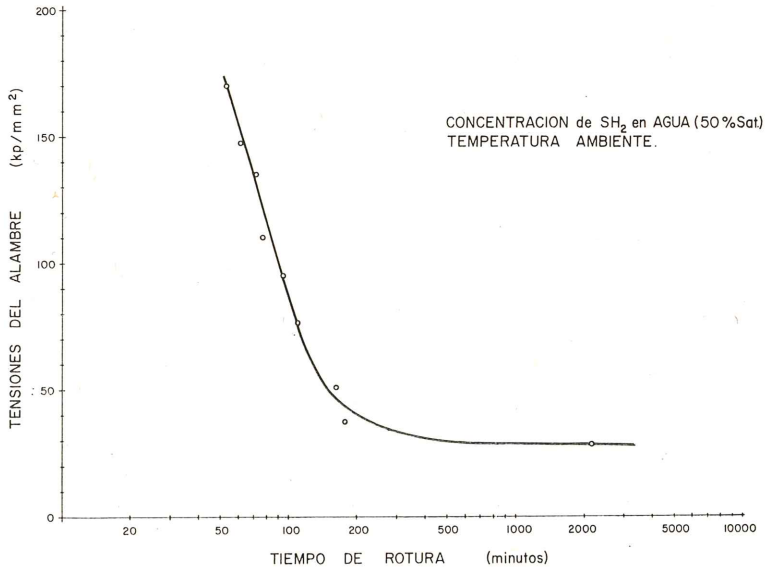


Figura 19.

y que el fenómeno de corrosión bajo tensión debe ser poco frecuente en la práctica, si la obra está bien realizada.

Los agentes más agresivos son los que provocan fragilización por hidrógeno. El más frecuente es el SH_2. Suele estar presente en atmósferas polucionadas por zonas industriales, y puede formarse también a partir de sulfuros existentes en los materiales de construcción.

Los nitratos, citados frecuentemente como agentes típicos de corrosión bajo tensión, son menos peligrosos que el SH_2. En aceros bonificados se producen al poco tiempo ro-

turas por corrosión bajo tensión debido a una solución caliente de nitratos, pero en los aceros patentados y trefilados no se ha observado ningún caso de rotura.

Los cloruros, menos peligrosos que los anteriores, son los causantes de un proceso de corrosión normal. Después de ensayos prolongados no se ha podido observar ninguna rotura por corrosión bajo tensión, a pesar de las drásticas alteraciones de la superficie (figura 21). Solamente los alambres templados y revenidos han mostrado una notable fragilización. No debe olvidarse que los cloruros pueden producir picaduras profundas, cuyo efecto es más grave cuanto menor es el diámetro del alambre.

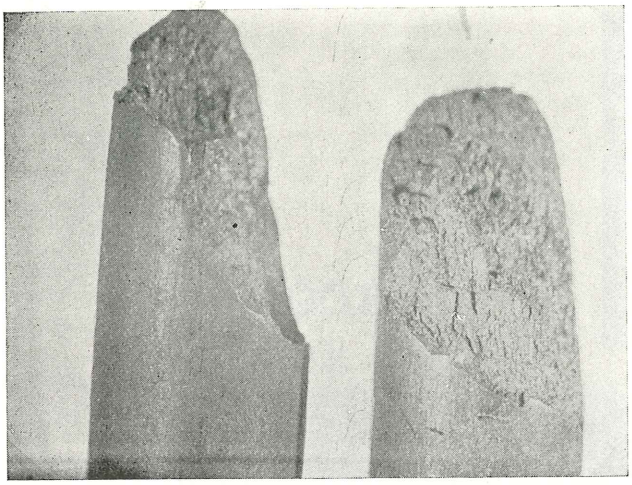


Fig. 20, *a.* — Acero patentado y trefilado. Rotura por fragilización por hidrógeno (× 12).

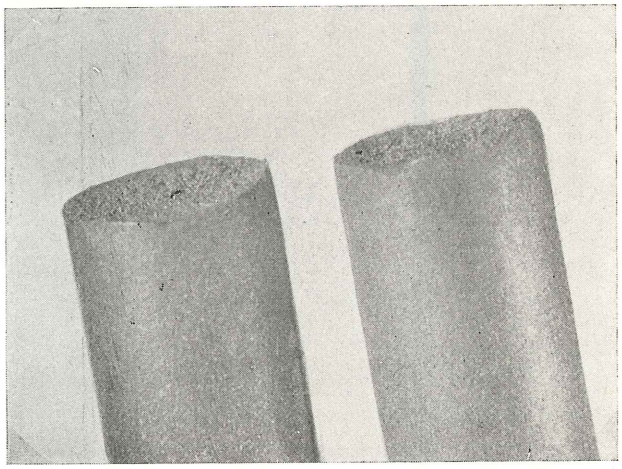


Fig. 20, *b.* — Templado y revenido. Rotura por fragilización por hidrógeno (× 12).

Aunque los aceros patentados y trefilados son los de mayor garantía, se deben tener ciertas precauciones durante su almacenamiento, transporte y colocación. Durante el almacenamiento, no sólo debe evitarse el picado, sino la corrosión bajo tensión, producida por un ambiente agresivo y por tensiones de arrollamiento. En la bibliografía no faltan ejemplos de roturas espontáneas durante el almacenamiento (Bouvy, 1955; Cigna, 1965).

Durante el transporte se debe evitar dañar la superficie de los alambres y, por último, durante su colocación deben extremarse las precauciones. El siguiente ejemplo descrito por el italiano Bald en 1962 es significativo. Durante la construcción de una tube-

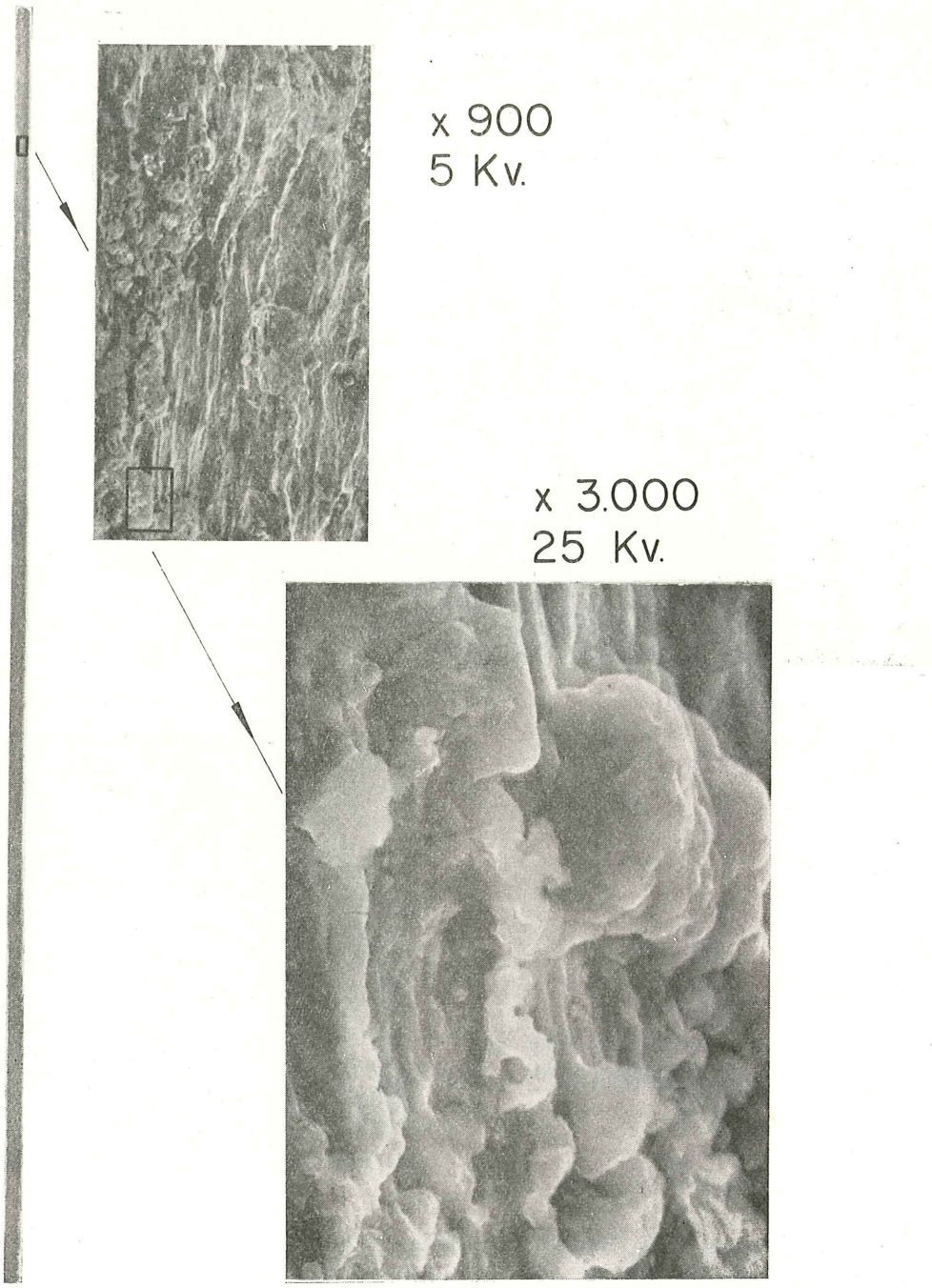


Figura 21.

ría pretensada, la hilera por donde pasaba el alambre estaba en malas condiciones y provocó un recalentamiento del alambre. El aumento de temperatura y el enfriamiento posterior, en el aire, provocaron un pequeño tratamiento térmico suficiente para susceptibilizarlo a la corrosión bajo tensión.

También puede ser perjudicial cuando está sin protección la excesiva permanencia en las vainas, tanto antes como después del tesado.

Por último, se plantea la cuestión de la protección de las armaduras. Este problema tiene dos aspectos: el económico y el técnico. La protección de aceros mediante galvanizado es eficaz, protege de los cloruros y la adherencia con el homigón es buena; sin embargo, entraña el peligro de fragilización por hidrógeno en los puntos donde se haya dañado el revestimiento. La utilización de resinas epoxi parece prometedora, ya que no sólo protege, sino que influye en la conservación del esfuerzo de pretensado. Desde el punto de vista económico ambas soluciones son dudosas, ya que un hormigón bien ejecutado es una protección eficaz.

Se ha comprobado que un hormigón, cuya composición granulométrica y ejecución aseguren un volumen mínimo de huecos, impide la corrosión de las armaduras. El espesor de los recubrimientos debe ser función del volumen de huecos del hormigón. Un revestimiento de 25 mm no es suficiente para un hormigón poroso, y 20 mm pueden ser suficientes, si el hormigón es muy compacto (Schütze y Kordina, 1968). Sin embargo, el recubrimiento ha de ser lo suficientemente grande para asegurar que, durante el período de servicio de la estructura, la carbonatación no llegue a alcanzar el acero. El proceso de carbonatación, producido al penetrar el CO_2 a través del hormigón, es tanto mayor cuantas fisuras existan.

Y para terminar, en las normas suizas para el cálculo y la ejecución de obras de hormigón armado y pretensado, del año 1968 y que han llegado hace muy pocos días a nuestro poder aparecen, creemos que por primera vez, en una normalización; los ensayos de corrosión de aceros para pretensado, según se dice en la citada norma para controlar la sensibilidad del acero a la corrosión intercristalina y a la fragilización por hidrógeno. Son dos los ensayos que establece: el primero, de cuatro semanas para la prueba con nitratos, y el segundo, inmersión de ocho a veinticuatro horas en una solución saturada de SH_2. Esta última prueba creemos que es bastante menos dura que la que hemos realizado en el Laboratorio de fragilización por hidrógeno.

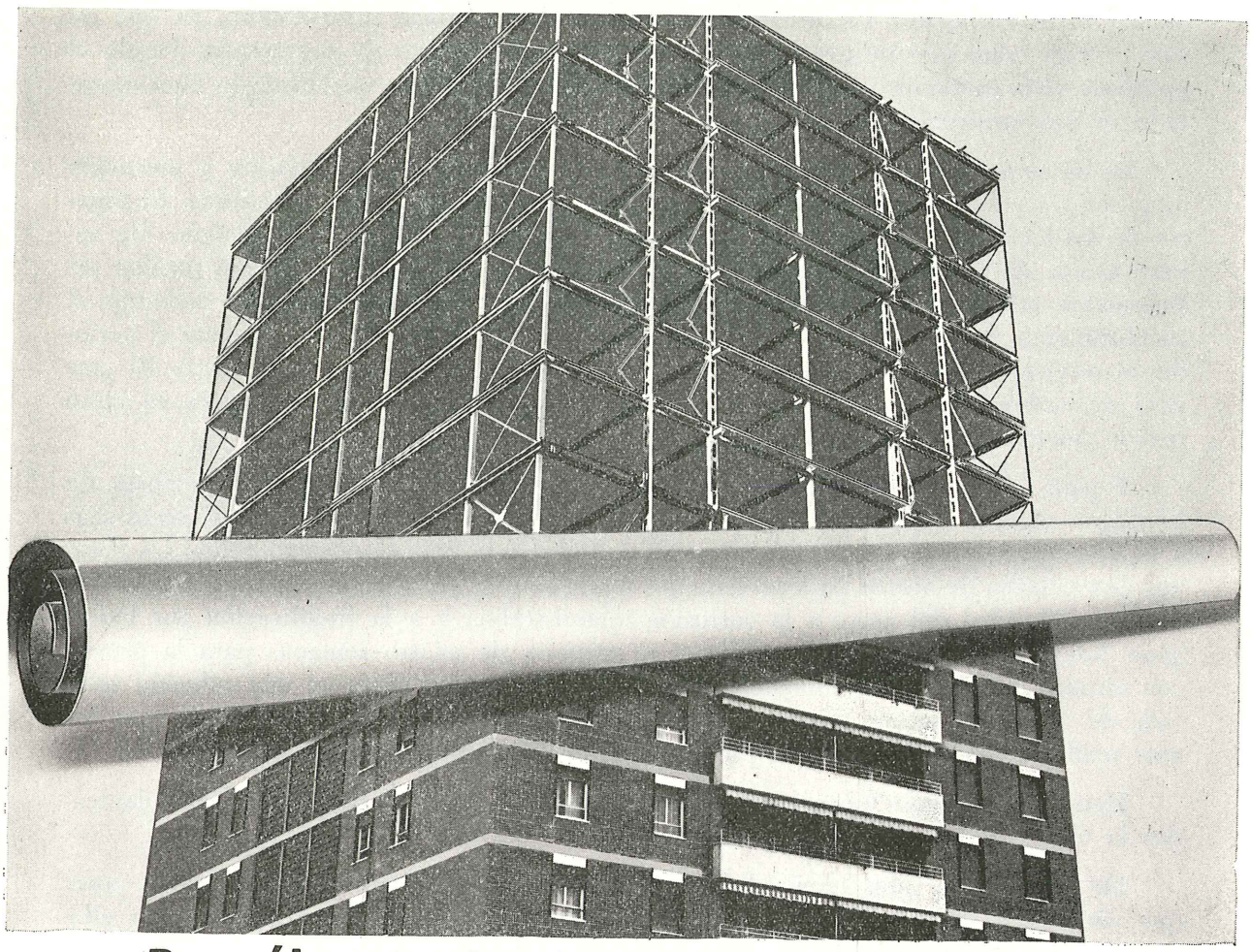
Hemos pretendido tocar los problemas que sobre el tema de aceros tiene planteados la técnica del pretensado.

De algunos de estos temas, lo que actualmente se sabe en el mundo es tan poco, que aún pasará mucho tiempo antes de que se den soluciones a los mismos. Por ello, creemos que es el momento de abordar la investigación necesaria.

Esto exige la cooperación de todos, organismos oficiales, fabricantes y usuarios, porque si no lo hacemos así corremos el riesgo de quedarnos peligrosamente rezagados, dependiendo una vez más de lo que nos llegue de allende de nuestras fronteras.

Muchas gracias por su atención.

No pretendemos "descubrirle" la estructura de acero



Pero sí, las ventajas económicas derivadas de su incomparable rapidez de construcción

En efecto, no pretendemos descubrirle las propiedades de la estructura de acero ya de sobra conocidas: seguridad, adaptabilidad, economía de espacio, etc.

Lo que sí pretendemos es fijar su atención en la economía derivada de su incomparable rapidez de construcción.

Gracias a la estructura de acero se ha ultimado la construcción de este moderno edificio de viviendas de 15 plantas y un sótano, con una superficie total edificada de 7.000 m², en el plazo record de siete meses.

Con un peso total de 335 toneladas, la estructura de acero propiamente dicha, se montó en 46 días, a razón de dos plantas y media semanales, plazo muy inferior al previsible para cualquier otro tipo de estructura.

¿Cuál ha sido la economía conseguida?

- un notable ahorro de gastos de financiación del total de la obra y del terreno, exactamente los intereses correspondientes a los meses adelantados
- una significativa reducción de costos de mano de obra, consecuencia de su menor tiempo de empleo
- "un poder disponer del edificio" varios meses antes para su venta.

Es en esta rapidez de montaje y en sus consecuencias económicas en lo que debe fijar su atención cara a la construcción de su próximo edificio; pues, no debe olvidar, que la repercusión de cualquier tipo de estructura sobre el valor del metro cuadrado edificado no llega a suponer un 10 %, y aun cuando en algunos casos pueda resultar algo más cara la estructura de acero, **el coste final del edificio resulta inferior por la rapidez de construcción y consiguiente reducción de los gastos financieros.**



Torres del Barrio Moratalaz - Madrid

TIEMPO/SYNERGIE - BILBAO

AHV

Altos Hornos de Vizcaya S.A.

APARTADO 116 - BILBAO - TELEX 32044-45 - TELEFONO 25 00 00

628 - 0 - 28

fabricación de cordones para armaduras de hormigón pretensado

F. J. JIMENEZ ATIENZA

0. INTRODUCCION

Los avances de la técnica del hormigón pre y postensado, que todos ustedes conocen con mucha mayor autoridad que yo, han planteado a la industria siderúrgica la necesidad de fabricar un nuevo producto, el cable y el cordón para hormigón pretensado. Pese a no ser especialista en el campo de la utilización, una razón aparece clara al siderúrgico para la preferencia del cordón sobre las demás armaduras: la posibilidad de concentrar mayores esfuerzos de utilización por unidad de armadura, y esto sin necesidad, sino todo lo contrario, de disminuir la tensión unitaria de utilización.

El objeto de nuestra charla es el de exponer brevemente la fabricación de los cordones, preferentemente los de 7 alambres, y los problemas que su fabricación y su utilización plantea al fabricante de armaduras.

1. LA FABRICACION DE CORDONES Y CABLES PARA ARMADURAS

1.1. El trefilado

Durante el trefilado, se reduce la sección del alambre a su paso por una hilera, en la que a pesar de la existencia de una capa de lubricante, se produce un importante rozamiento.

El alambre, además de experimentar un aumento de resistencia que es función de la reducción de sección del trefilado, debido a la desigual distribución de tensiones provocadas por el rozamiento sufre deformaciones plásticas no uniformes en una sección transversal, que producen tensiones residuales sobre el alambre.

Como puede verse en la figura 1, tales tensiones residuales, sobre la superficie del alambre, dejan siempre una componente radial de tracción, mientras que en el interior de la masa del alambre, la tensión es de compresión. Quiere esto decir que, cuando el alambre trabaje a tracción producida por un agente exterior, en las fibras externas tal tensión de tracción habrá de sumarse a la residual.

1.2. El cordoneado

Durante la operación de cordoneado se enrollan en hélice alrededor de un alambre central 6 alambres de capa, constituyendo un conjunto denominado cordón.

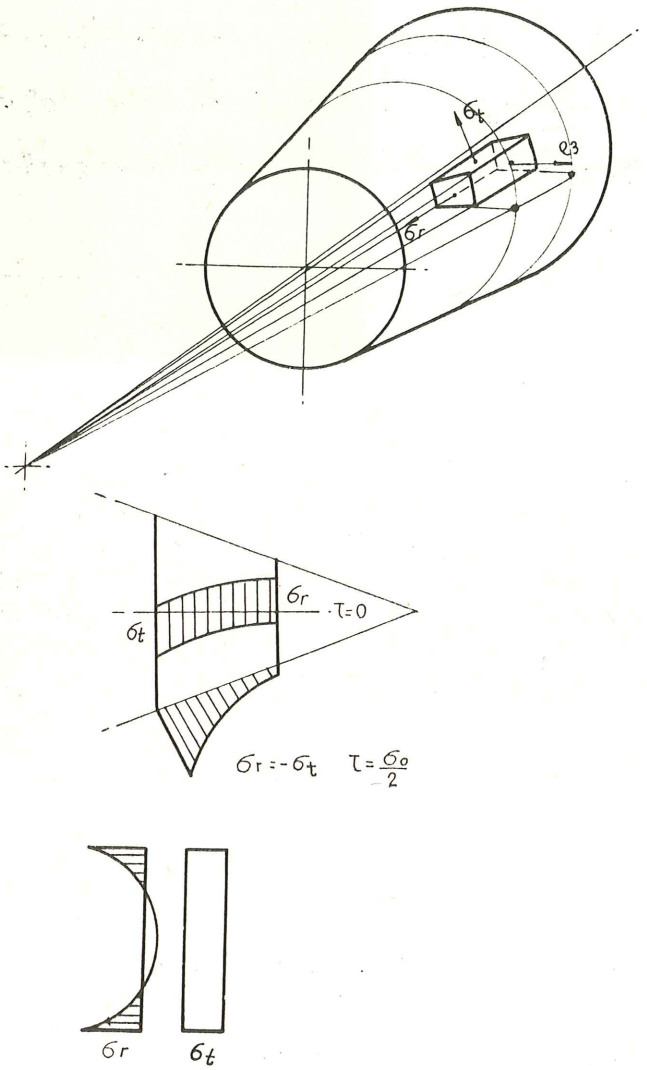


Figura 1.

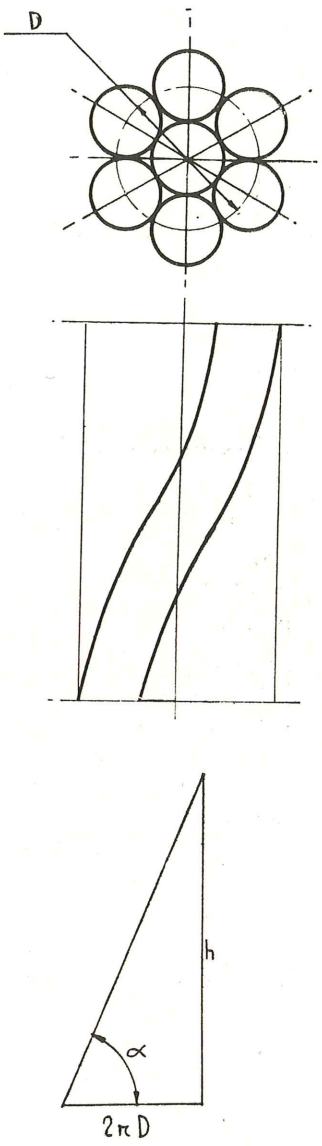


Figura 2.

Fundamentalmente, un cordón viene definido por el paso de la hélice N, o lo que es lo mismo, el ángulo de cordoneado, α (fig. 2).

1.2.1. La fabricación se realiza en máquinas llamadas cordoneras, de las que existen dos modelos fundamentales:

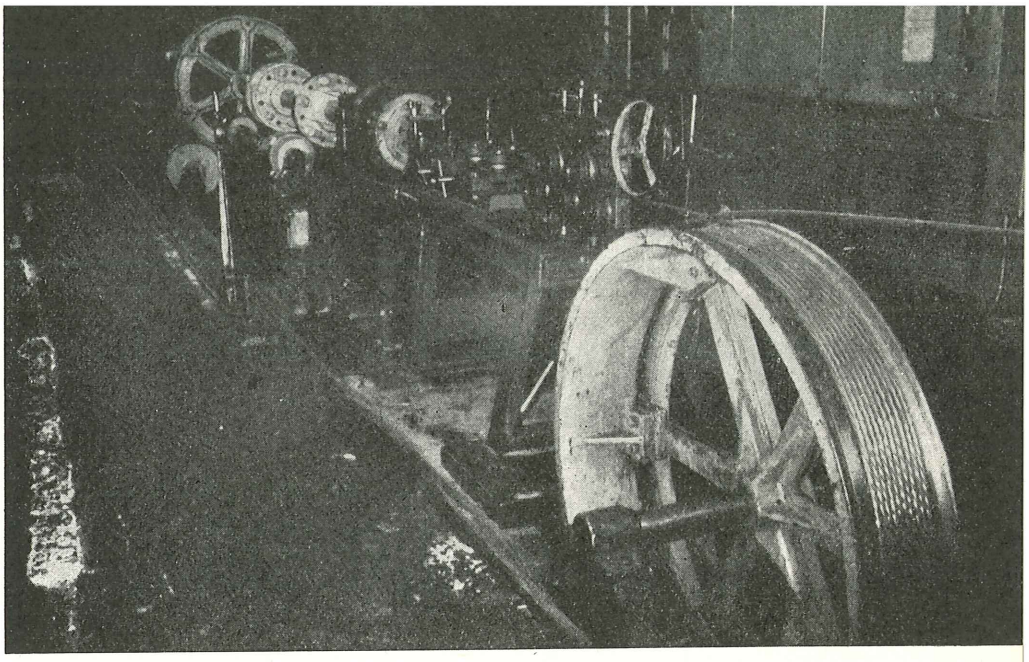


Figura 3.

a) *Cordoneras de jaula (fig. 3).*

En ellas, el carrete sobre el que enrollado el alambre tiene la posibilidad de experimentar, mediante un sistema de engranajes planetarios, una rotación sobre su propio eje de valor tal que anule la torsión introducida al girar el conjunto de los carretes alrededor del eje de la máquina (por donde pasa el alambre de alma), de manera que la torsión resultante sea nula.

El valor de esta retrorrotación W_r, llamando W a la del giro de la máquina es:

$$W_r = 2 \pi W \cos \alpha$$

b) *Cordoneras tubulares.*

Los carretes de alambre están locos sobre un eje que coincide con el de rotación de la máquina y por inercia permanecen inmóviles (fig. 4). Se introduce de esta manera una torsión de valor $2 \pi \cos \alpha$ por cada paso de hélice.

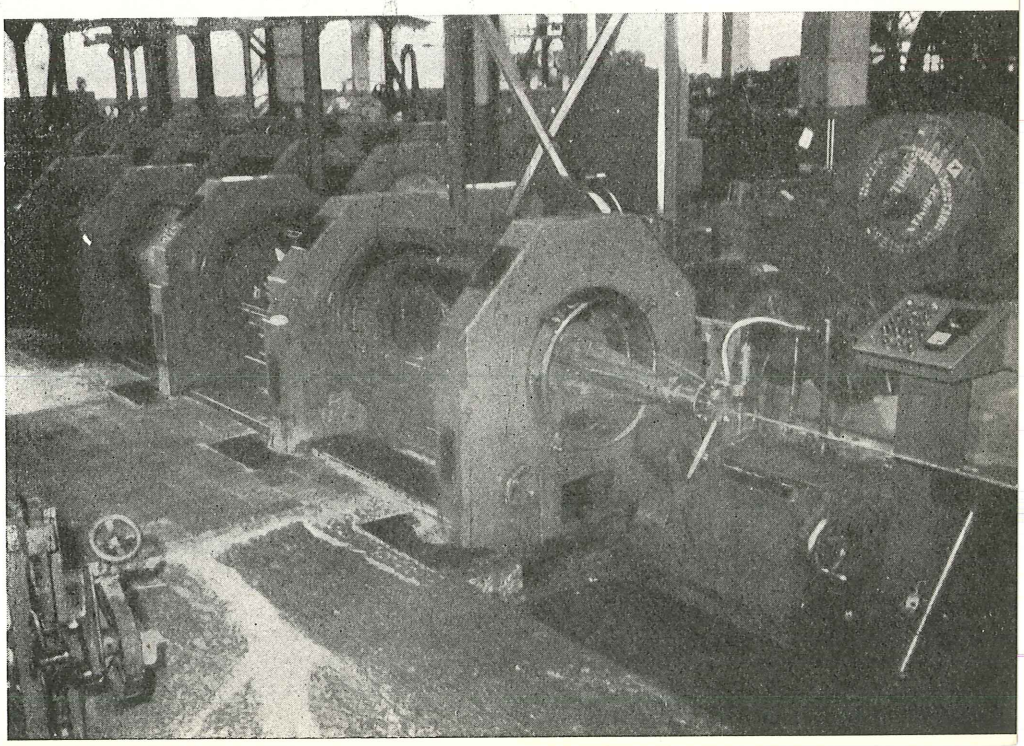


Figura 4.

En ambos casos, el alambre experimenta una flexión sobre sí mismo para formar la hélice. Puesto que los valores de las tensiones producidas por la flexión y la torsión:

$$\sigma_f = \frac{E \operatorname{sen}^2 \alpha}{2} \qquad \sigma_t = \frac{G \operatorname{sen}^2 \alpha}{2} \simeq 0{,}3\, \sigma_f$$

son relativamente moderadas, se necesita un dispositivo que asegure la acomodación de los alambres de capa sobre el de alma, haciendo que los alambres de capa sufran deformaciones por encima del límite elástico que los hagan mantenerse aproximadamente prietos sobre el alambre de alma.

1.2.2. Los dispositivos destinados a realizar esta operación son de dos tipos:

a) *Preformadores (fig. 5).*

Comunican al alambre, antes de su cordoneado, la forma de hélice que deberá adoptar después.

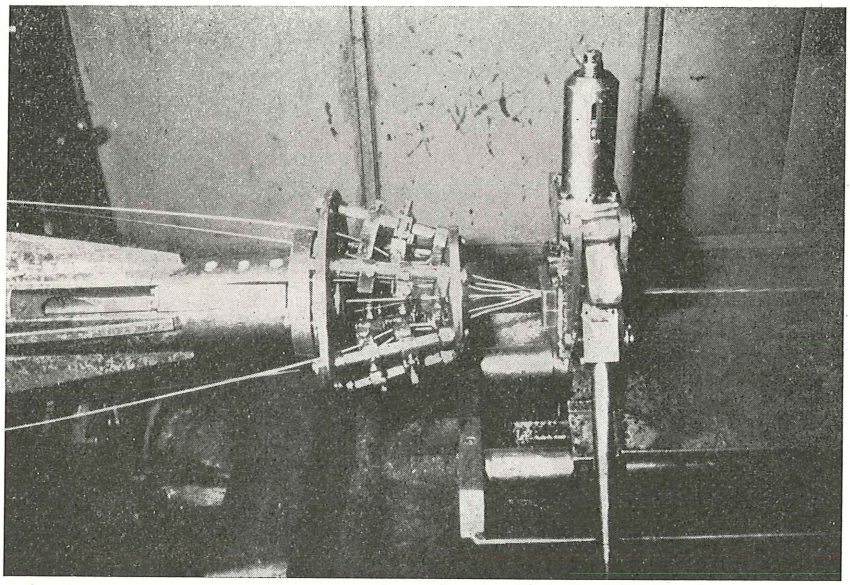


Figura 5.

La deformación se impone, por tanto, antes del cordoneado; es decir, de la llegada a la boquilla.

b) *Postformadores.*

Después de realizado el cordoneado, el cordón se somete a una serie de flexiones alternadas que originan la deformación plástica de los alambres de capa.

En cualquiera de los casos, las deformaciones plásticas introducidas producen tensiones residuales sobre los alambres que vienen a sumarse a las de trefilado.

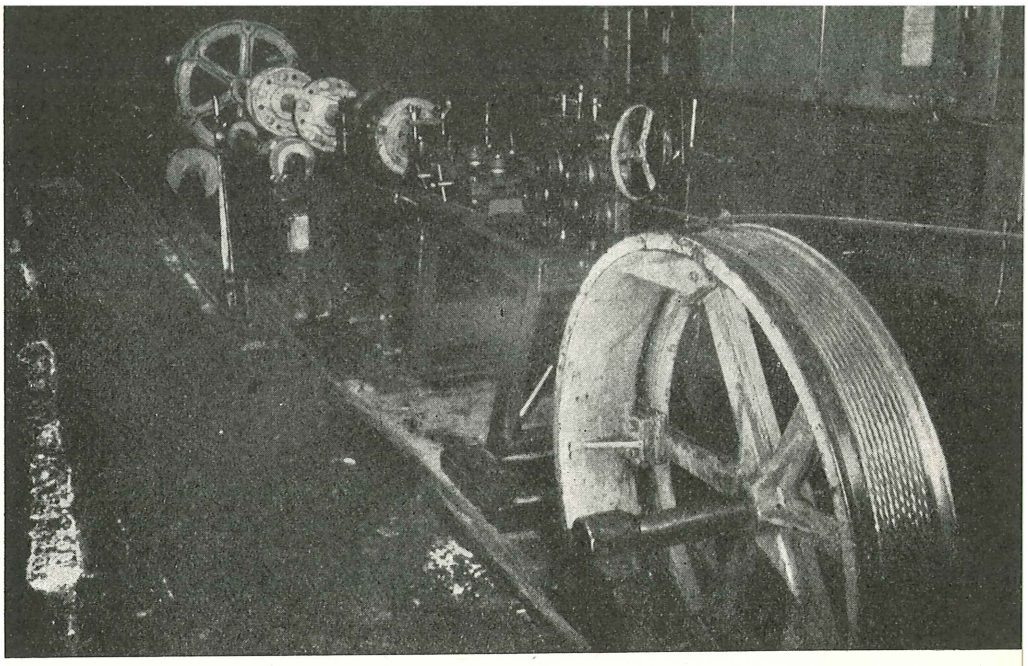


Figura 3.

a) *Cordoneras de jaula (fig. 3).*

En ellas, el carrete sobre el que enrollado el alambre tiene la posibilidad de experimentar, mediante un sistema de engranajes planetarios, una rotación sobre su propio eje de valor tal que anule la torsión introducida al girar el conjunto de los carretes alrededor del eje de la máquina (por donde pasa el alambre de alma), de manera que la torsión resultante sea nula.

El valor de esta retrorrotación W_r, llamando W a la del giro de la máquina es:

$$W_r = 2 \pi W \cos \alpha$$

b) *Cordoneras tubulares.*

Los carretes de alambre están locos sobre un eje que coincide con el de rotación de la máquina y por inercia permanecen inmóviles (fig. 4). Se introduce de esta manera una torsión de valor $2 \pi \cos \alpha$ por cada paso de hélice.

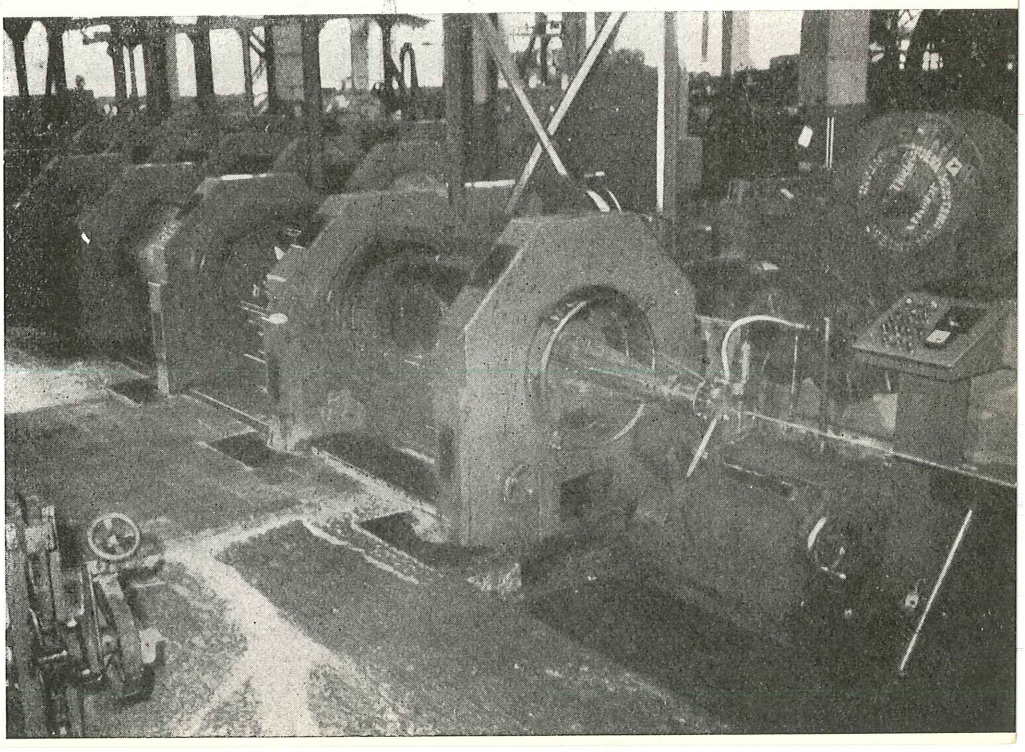


Figura 4.

En ambos casos, el alambre experimenta una flexión sobre sí mismo para formar la hélice. Puesto que los valores de las tensiones producidas por la flexión y la torsión:

$$\sigma_f = \frac{E \operatorname{sen}^2 \alpha}{2} \qquad \sigma_t = \frac{G \operatorname{sen}^2 \alpha}{2} \simeq 0{,}3\, \sigma_f$$

son relativamente moderadas, se necesita un dispositivo que asegure la acomodación de los alambres de capa sobre el de alma, haciendo que los alambres de capa sufran deformaciones por encima del límite elástico que los hagan mantenerse aproximadamente prietos sobre el alambre de alma.

1.2.2. Los dispositivos destinados a realizar esta operación son de dos tipos:

a) *Preformadores (fig. 5).*

Comunican al alambre, antes de su cordoneado, la forma de hélice que deberá adoptar después.

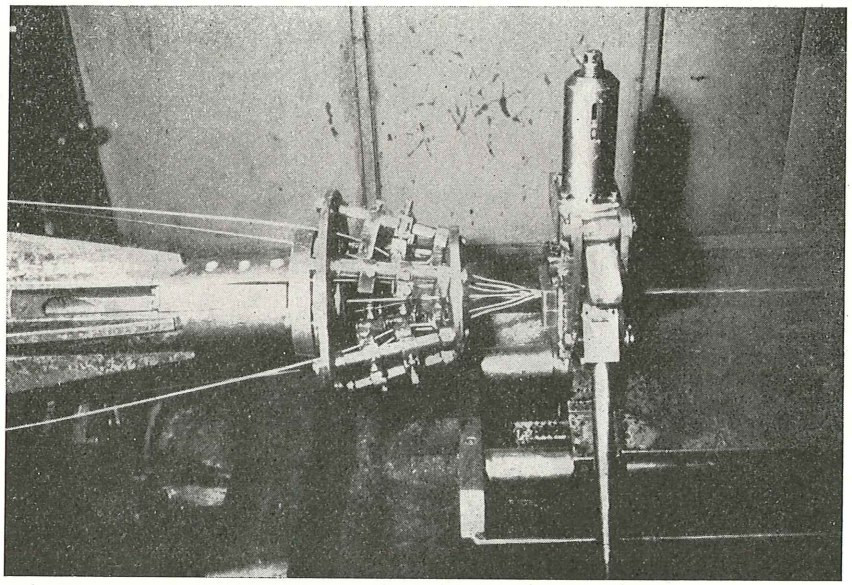


Figura 5.

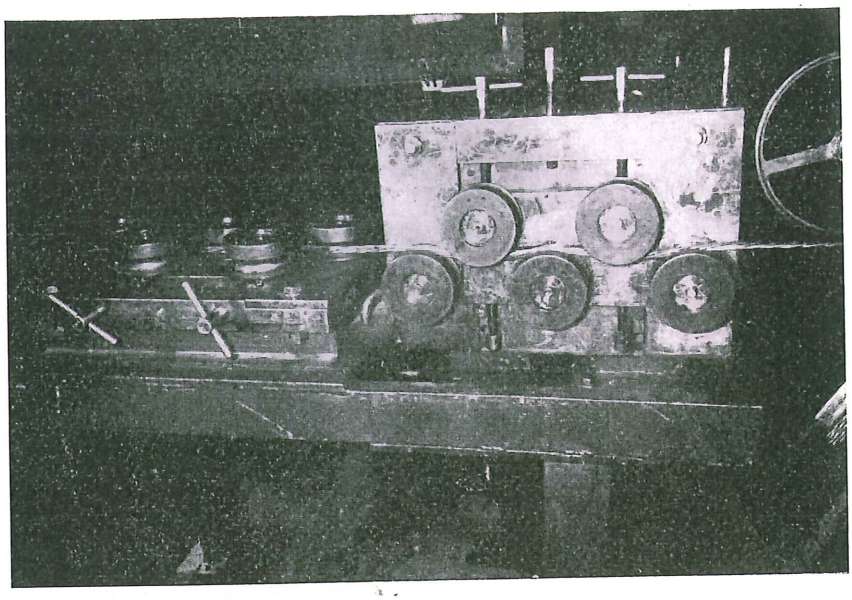
La deformación se impone, por tanto, antes del cordoneado; es decir, de la llegada a la boquilla.

b) *Postformadores.*

Después de realizado el cordoneado, el cordón se somete a una serie de flexiones alternadas que originan la deformación plástica de los alambres de capa.

En cualquiera de los casos, las deformaciones plásticas introducidas producen tensiones residuales sobre los alambres que vienen a sumarse a las de trefilado.

Figura 6.

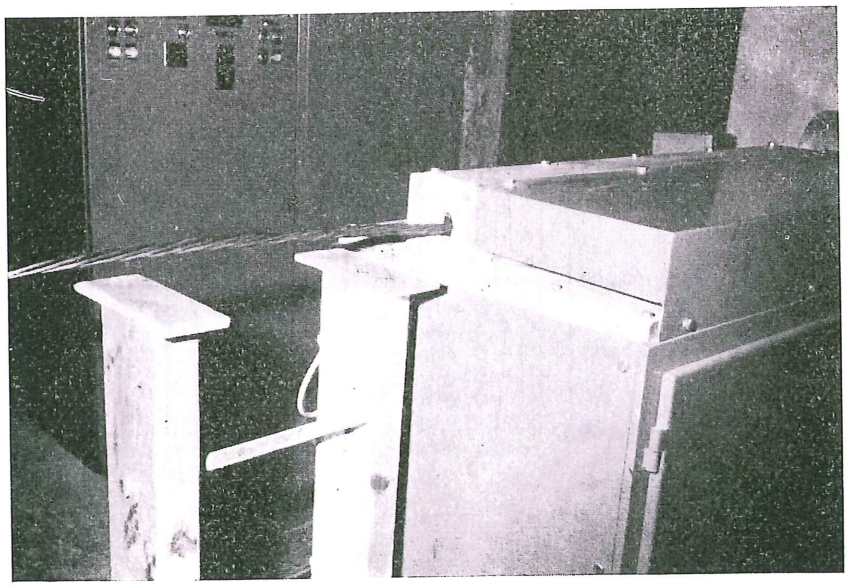


3. Tratamiento final (Stress relieving)

Para eliminar las tensiones internas anteriores, el cordón se somete a una operación de tratamiento térmico final, como consecuencia del cual se obtiene una variación de la resistencia, límite elástico y alargamiento. Se trata de un fenómeno de temperatura-tiempo en el que, para centrar ideas, se consiguen las mismas características con temperaturas de 250° C y duración tres horas que con temperaturas de 450° C y unos segundos de duración.

La elección de la temperatura, de manera que se obtenga un aumento del límite elástico y del alargamiento, sin disminución de la resistencia, es evidentemente un problema de precio de coste de las instalaciones. La tendencia actual, tal como vemos en la figura número 7, de nuestras instalaciones, es la del calentamiento por inducción, ya que pese al

Figura 7.



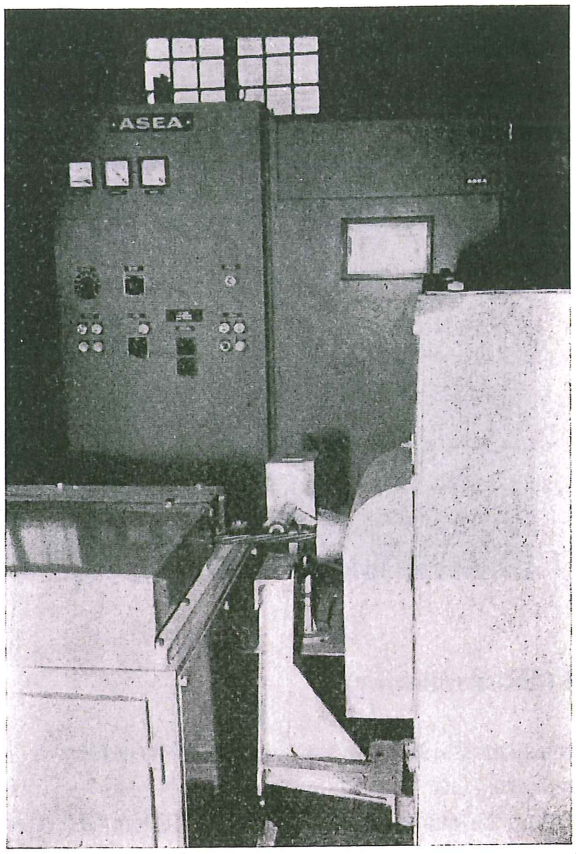


Figura 8.

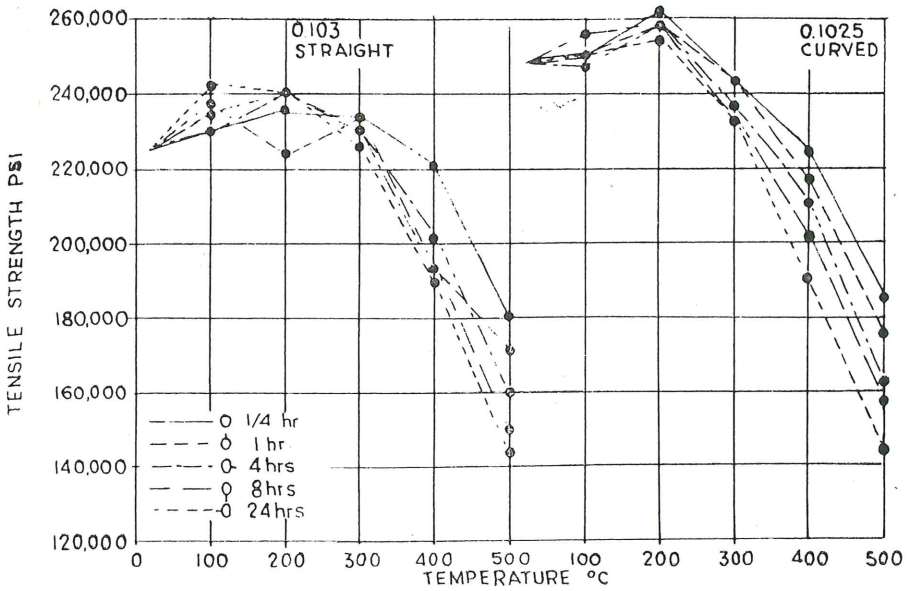


Figura 9.

precio elevado de las instalaciones se obtiene con ellas un menor precio de coste. Además estas instalaciones permiten un control automático de la temperatura con exactitud no igualada por ningún otro sistema.

En la figura 8 se aprecia el pirómetro de radiación que asegura una uniformidad de temperatura de ± 2° C a lo largo de todo el alambre o cordón.

Finalmente, la figura 9 ilustra la variación de características con el tratamiento de *stress relieving*.

2. PROBLEMAS ESPECIALES DERIVADOS DE LA FABRICACION

2.1. El sobredimensionamiento del alambre central

La sección de un cordón por un plano perpendicular a su eje determina sobre los alambres de capa secciones que se aproximan a una elipse (fig. 2), cuyo eje menor es el diámetro del alambre, y el mayor, una función del diámetro que depende fundamentalmente del ángulo de cordoneado. Por tanto, para conseguir un apriete simultáneo de los anclajes sobre los 7 alambres del cordón, y que, además, los 7 alambres trabajen a la vez, sin emplear una parte de la energía en conseguir una adaptación de los alambres de capa sobre el central, éste debe tener mayor diámetro que los restantes.

El problema se complica si se tienen en cuenta las tolerancias en diámetro y se considera que el alambre central esté en el mínimo y los de capa en el máximo de la tolerancia.

El cálculo analítico del sobredimensionamiento del alambre central es laborioso; por ello limitémonos a decir que la experiencia aconseja sobredimensionamientos entre el 5 y el 10 por 100.

2.2. El paso. El preformado y el postformado

Incluimos en el mismo capítulo estas variables porque sus influencias son complementarias. Actúan en el mismo sentido, produciendo al final un cordón "muerto", en el que la tendencia a destrenzarse no exista.

El preformado y el postformado en el fondo no ofrecen ninguna diferencia, puesto que por ambos procedimientos se introducen en el alambre tensiones superiores al límite elástico.

Es más conveniente un paso corto porque exige posteriormente un menor esfuerzo del pre o postformador. Sin embargo, esto obliga a un mayor sobredimensionamiento del alambre central.

2.3. El encarretado

El cordón se sirve normalmente encarretado con y sin carrete.

La primera condición que debe imponerse al carrete es que su diámetro interior sea suficiente para no introducir tensiones de enrollamiento excesivas. Un diámetro de unas 300 veces el diámetro del alambre es el más aconsejable.

Sin embargo, esta es una condición que, siendo fácil de realizar en los carretes que se sirven sobre carrete de madera, es más difícil de cumplir en los fabricados sobre carretes desmontables, debido a la escasa rigidez que ofrecerían. En este caso se acostumbra que el diámetro interior sea de unas 180 veces el diámetro del alambre, lo que de todas formas introduce tensiones del orden de 110 kg/mm² inferiores al límite elástico.

3. PROBLEMAS DERIVADOS DE SU UTILIZACION

3.1. La relajación

Veamos la influencia de las diversas variables que intervienen en la fabricación de los cordones sobre la relajación; es decir, la pérdida de tensión a longitud constante:

a) *Sobre dimensionamiento del alambre central (paso).*

En la figura 10 puede verse la correlación existente entre estas variables.

Se ve que el hecho de sobredimensionar un alambre el 4 o el 8 por 100 hace descender la relajación en función de los pasos en los siguientes valores:

Paso	Diferencia de relajación %
11 veces el diámetro del cordón	0,2 a 0,7
12,5	0,6 a 1,2
14	0,9 a 1,5

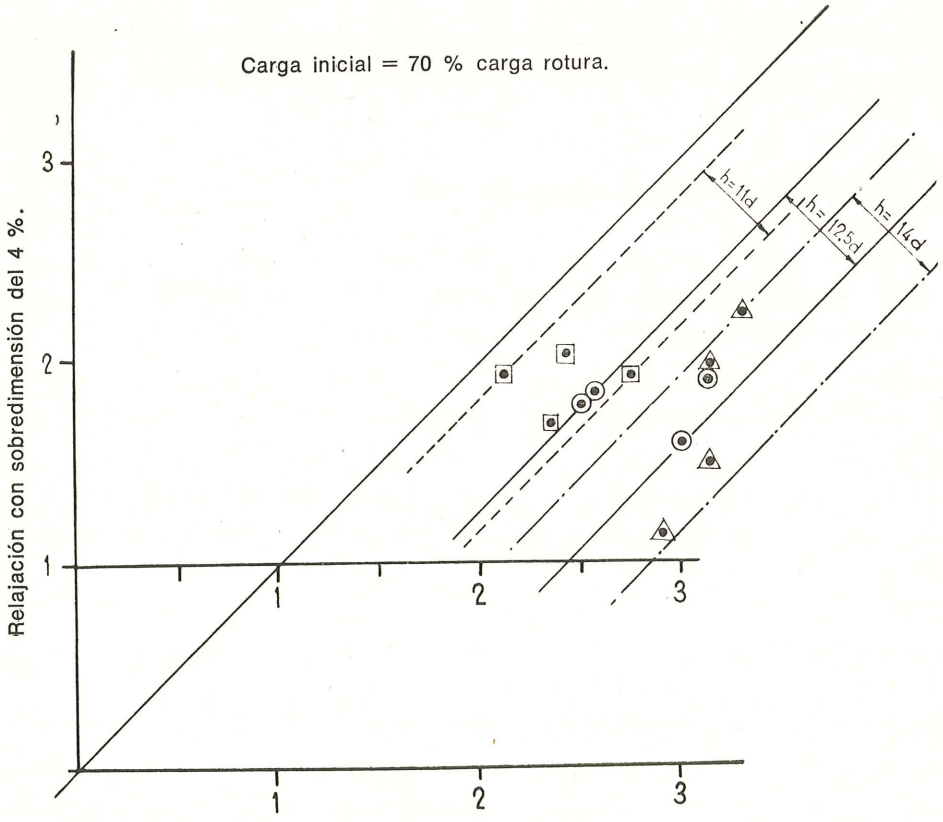


Figura 10.

b) *Tratamiento de* stress relieving.

Si la armadura, con el estado de tensiones residuales del cordoneado, se emplea directamente experimentará unas fuertes pérdidas en tensión por relajación.

En efecto, las fibras superficiales del alambre tienen ya una componente residual de tracción que, al sumarse a la tensión exterior, hace que pronto se sobrepase el límite elástico, con lo que comienzan las deformaciones plásticas y, por tanto, la relajación.

El tratamiento térmico de eliminación de tensiones sistemáticamente, y con independencia de los otros factores, reduce la relajación de los alambres.

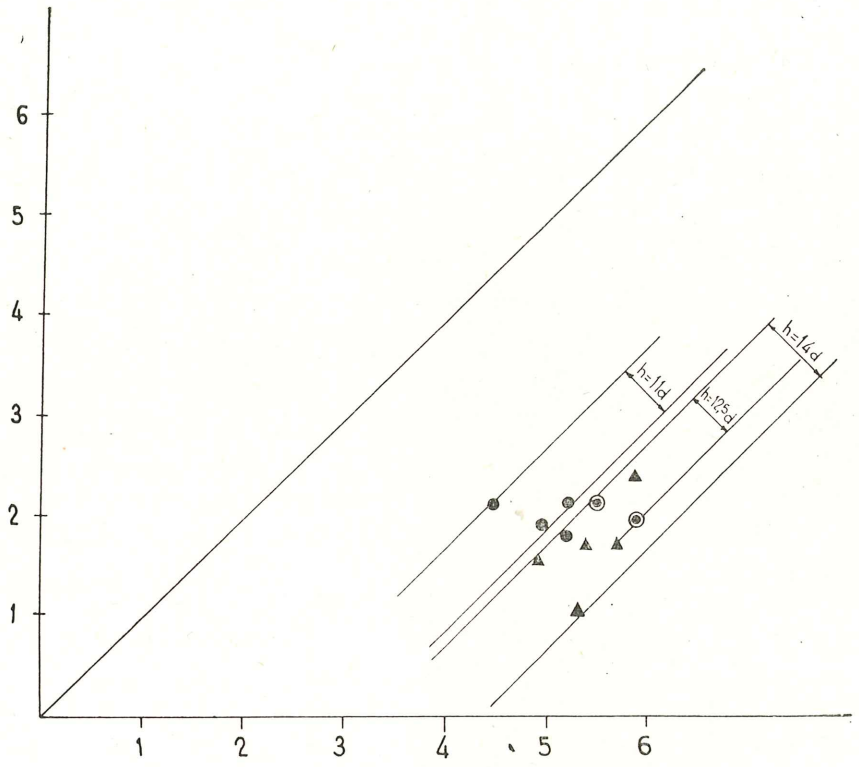


Figura 11.

Sin embargo, otra vez (fig. 11) vemos que esta reducción del valor de la relajación es más acentuada a medida que el paso es mayor, es decir, más perfecta la acomodación de los alambres de capa a los alambres centrales.

Resulta, por tanto, de lo expuesto, que el fabricante de cordones para armaduras de hormigón pre y postensado, tiene en sus manos las siguientes variables para actuar sobre la relajación de las mismas.

— Sobredimensionamiento del alambre central.

— Paso del cordoneado.

— Temperatura de *strees relieving*.

c) *Otros métodos de atenuar la relajación.*

Recientemente han sido puestos a punto al menos dos sistemas que conozcamos para reducir la relajación.

Remitámonos a la teoría de las dislocaciones para explicar la relajación. Es bien conocido que en toda red cristalina existen imperfecciones, o dislocaciones, que se mueven a lo largo de planos de deslizamiento bajo la acción de fuerzas exteriores. Cuando en su movimiento llegan al borde de los granos, las dislocaciones son absorbidas como bandas de deslizamiento, produciendo la deformación plástica del cristal (fig. 12).

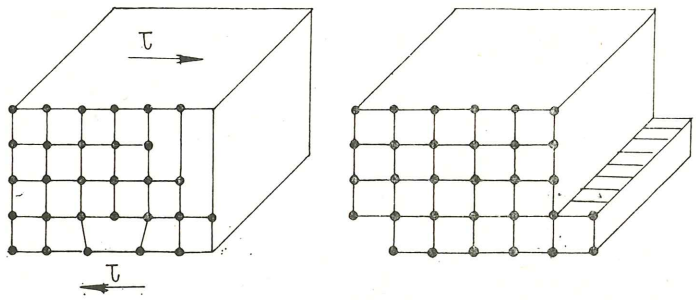


Figura 12.

Esta idea elemental aplicada a un monocristal se complica, puesto que las estructuras reales son policristales.

Por otra parte, tampoco se trata de estructuras puras, sino que contienen diversos elementos en solución. Usualmente, la distribución de átomos solutos en una red no es aleatoria, sino que los átomos solutos se concentran preferentemente en las dislocaciones y bordes de grano.

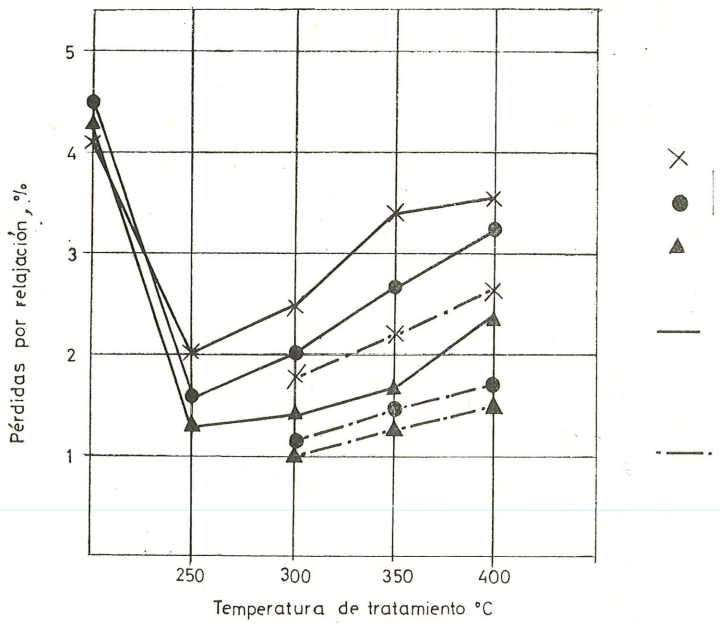


Fig. 13.—Pérdidas por relajación en diez horas con carga inicial del 70 por 100 de la tensión de rotura.

F. DEL POZO

Se admite, siguiendo las teorías de Cottrell, que el endurecimiento, a partir de átomos solutos, se produce por la interacción de estos átomos, en forma de atmósferas, con las dislocaciones. Puesto que los átomos de la zona superior de la dislocación están dilatados, y los de la zona inferior, comprimidos, la energía de deformación en la distorsión se puede reducir por recolección de átomos grandes en la zona dilatada y de pequeños en la comprimida.

Debido a que la energía local es menor cuando una dislocación está rodeada por una atmósfera de solutos, para hacer que una dislocación se desplace se requiere una tensión mayor que la que se precisaría si no existiera ninguna interacción entre la dislocación y los átomos solutos.

Partiendo de lo expuesto se han desarrollado dos sistemas para atenuar la relajación.

En el primero de ellos se somete el alambre o cordón a la acción simultánea y continua de temperatura y carga.

Las dislocaciones, cuya movilidad se ve aumentada por la temperatura, son absorbidas por los desplazamientos provocados por la carga, produciendo una atenuación de la relajación.

En cuanto a su realización, todavía se subdivide en dos procedimientos:

En el primero, trefilado en caliente, la tensión se consigue como reacción a la reducción de sección, a temperatura de 300/400° C, impuesta en una hilera. El segundo procedimiento consiste en hacer pasar el alambre al rededor de 2 poleas con diámetros distintos.

El segundo sistema para atenuar las tensiones consiste en la adición de átomos de nitrógeno a la red cristalina.

La figura 13 ilustra los valores de relajación que pueden obtenerse por ambos sistemas.

3.2. Corrosión bajo tensión

Un fenómeno peligroso, particularmente en las grandes obras en que puede transcurrir bastante tiempo entre el momento del tesado y la inyección de la lechada de protección de las mismas, radica en la corrosión electro-química bajo tensión. La principal razón de su peligrosidad estriba en que las roturas son repentinas, sin aviso previo.

Bien es verdad que para que tal cosa ocurra se necesita que se deposite agua sobre un punto de discontinuidad química, de manera que se origine una pila local. Sin embargo, puesto que de hecho se han producido roturas en las que se ha comprobado la presencia de corrosión.

De las investigaciones realizadas sobre la corrosión, destacamos las siguientes conclusiones:

a) Resisten mejor la corrosión las estructuras metalográficamente estables, que las inestables. Los alambres trefilados son, pues, superiores a los obtenidos por otros procedimientos.

b) Los defectos superficiales reducen grandemente la duración de las armaduras. Entre estos defectos cabe señalar: pliegues y grietas de laminación, de trefilado y de carburaciones.

c) Las impurezas químicas en la composición del acero, ocasionan también puntos de mayor susceptibilidad a la corrosión.

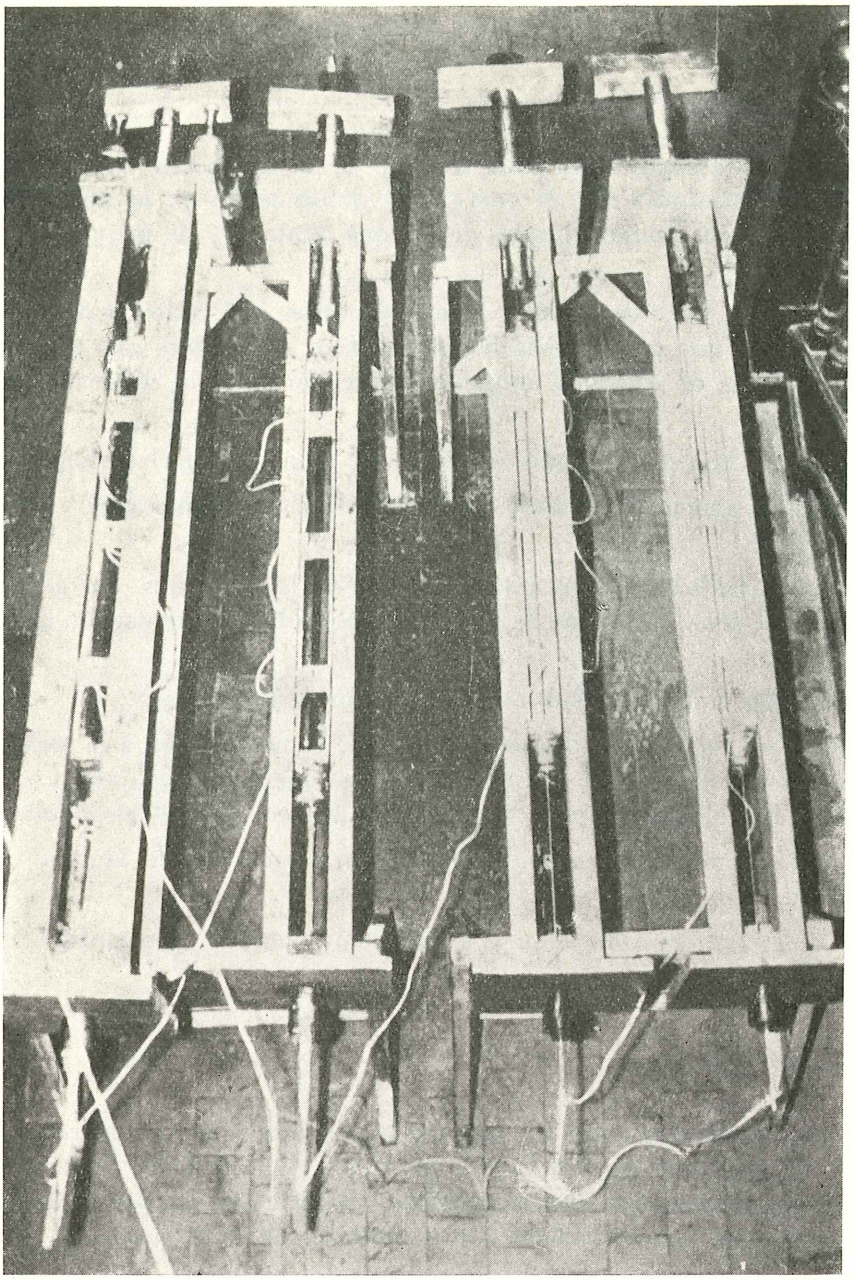


Figura 14.

Para conocer el comportamiento de nuestros aceros frente a la corrosión procedimos a un estudio de las siguientes variables:

— Tamaño de grano del acero.

— Calidad superficial.

— Protección superficial.

El dispositivo empleado (fig. 14) consta de un marco sobre el que se tesaba un alambre a una tensión inicial de 130 kg/mm^2.

El alambre atravesaba un depósito que se llenaba con una solución 1/20 N de $SO_4 H_2$.

El alambre está conectado al polo negativo de un rectificador mientras que tres electrodos de carbón colocados a lo largo del baño aseguran la homogeneidad de la densidad de co-

rriente, cuyo valor es de 0,1 m A/cm². Gráficamente se registraba la duración de la probeta antes de la fractura.

Debemos advertir que, al tratarse de un ensayo no normalizado, no existe un criterio que permita definir cuál será la duración mínima; los ensayos fueron puramente comparativos.

Influencia del tamaño de grano.

Se ensayaron dos aceros con tamaños de grano austenítico 2 y 7 en la escala ASTM.

Los resultados indicados en la figura 15, no demostraron una clara influencia de esta variable sobre la duración.

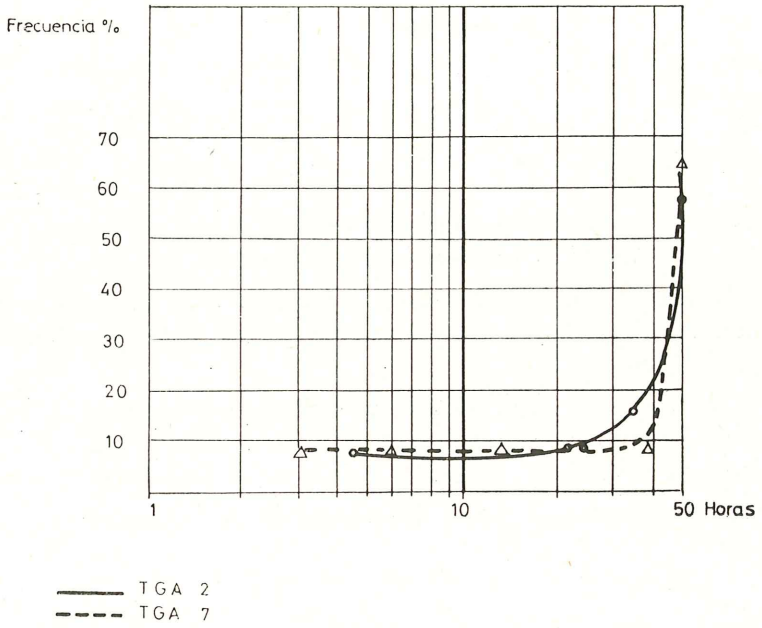


Figura 15.

Calidad superficial.

Se trataba de estudiar si la calidad habitual de los redondos laminados de nuestra fabricación era suficiente, o si por el contrario se imponía una mayor dureza del control interno del taller de laminaciones.

En lo que sigue se denomina proceso *A* de limpieza el que se emplea en alambres tipo Cuerda de Piano, con esmerilado total del acero en un estudio de palanquilla; el proceso *B* es el normalmente empleado para la fabricación de alambres de pretensado (fig. 16).

Se comprobó, por consiguiente, la necesidad de fabricar con la máxima calidad superficial el laminado para armaduras de hormigón pretensado. Esta calidad, como decimos sólo se consideraba exigible a muelles de muy altas características, y para trabajos a fatiga.

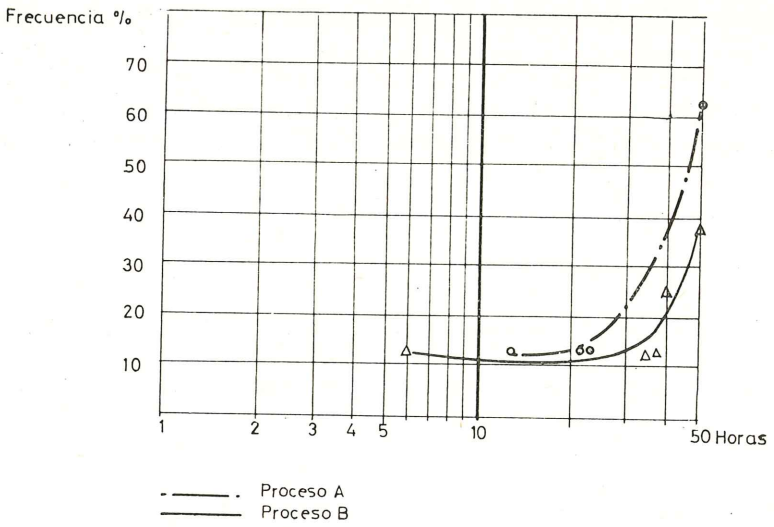


Figura 16.

Protección superficial.

El pasivado de la superficie del alambre proporciona una capa ligeramente oxidada que favorece extraordinariamente la resistencia a la corrosión.

Por ello se ensayó la protección consistente en pavonar el alambre o cordón con un aceite hidrosoluble. Las probetas así preparadas fueron desengrasadas en tricloroetileno antes del ensayo de corrosión.

La elección de un aceite hidrosoluble se hizo siguiendo las orientaciones de un utilizador, quien había comprobado ya que el aceite no impedía la perfecta adherencia a la armadura de la lechada de relleno; en efecto, el aceite es disuelto por el agua de la lechada.

En la figura 17 se ilustra el efecto del pavonado de la armadura.

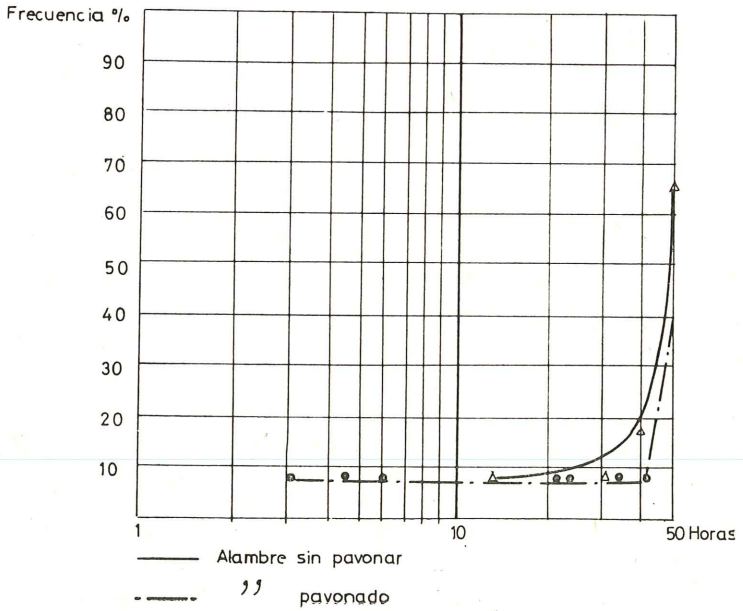


Figura 17.

4. LAS NORMAS INTERNACIONALES

En las normas internacionales referentes a los cordones, contemplamos dos tendencias totalmente distintas: la una es la de las normas americanas e inglesas, la ASTM A-416 y BS-3617, y la otra de las francesas de la ASP.

4.1. Normas ASTM A-416 y BS-417

Prácticamente idénticas, ambas normas se caracterizan por fijar unos mínimos de carga de rotura, alargamiento y límite elástico para cada diámetro, de manera que su interpretación es sencilla.

Contienen también consideraciones acerca de los siguientes puntos:

— *Soldaduras*: No debe haber soldadura en el alambre después de la última operación de patentado. Sin embargo, se admiten soldaduras durante el cordoneado, con la condición que estén separadas 50 m.

— *Tratamiento térmico*: deberá realizarse en continuo.

— *Encarretado*: el diámetro interior del carrete no debe ser menor de 600 mm.

Por el contrario, no especifican ninguna de las dos normas el ensayo de relajación. En el cuadro adjunto se resumen estas características.

∅	Carga de rotura Kgf.		Carga al 1 % Kgf.		Alargamiento l = 600 mm.
	ASTM	BS	ASTM	BS	ASTM y BS
6,35 ± 0,4	4050	4520	3450	3850	3,5
7,90 ± 0,4	6550	7031	5550	6000	3,5
9,50 ± 0,4	9050	9525	7700	8100	3,5
11,10 ± 0,4	12250	12700	10400	10800	3,5
12,70 ± 0,4	16200	16783	13800	14200	3,5
15,20 ± 0,4	—	23133	—	19700	3,5

4.2. Las normas de la ASP

Completamente distinto es el panorama que ofrecen las recomendaciones de la Association Scientifique de la Précontrainte.

Ningún mínimo a cumplir por el fabricante se fija: la norma únicamente especifica unos procedimientos operatorios y los valores son indicados por el fabricante.

Pero todavía más, el fabricante tampoco indica unos valores mínimos, sino unos valores medios y más dispersiones sobre los mismos. Evidentemente, corre unos riesgos, pero también el utilizador, el calcular con los datos anteriores, corre su propio riesgo.

Los materiales son empleados más a fondo, y la elección queda confiada a la libre competencia.

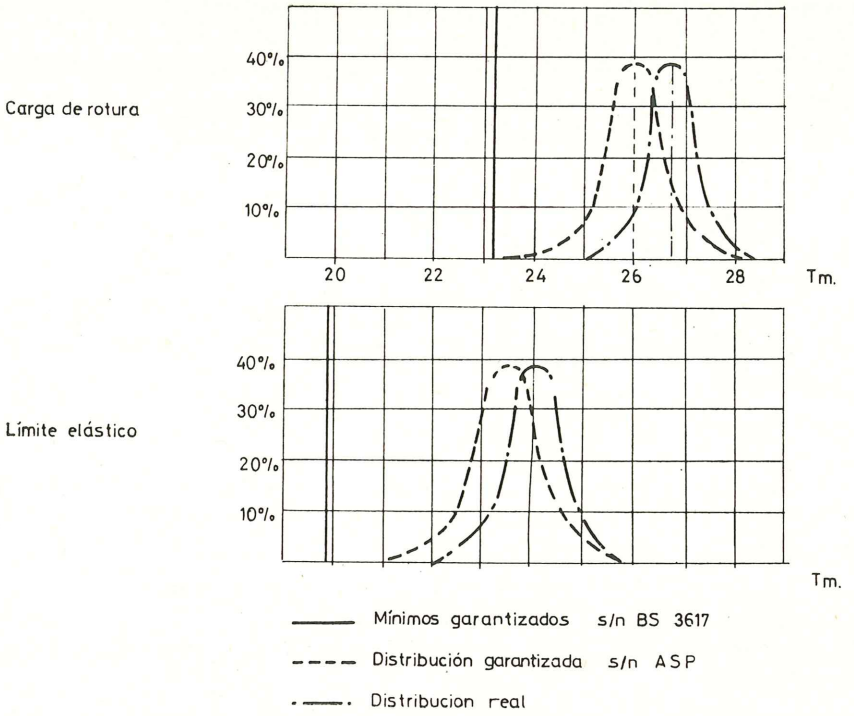


Figura 18.

En la figura 18 puede verse la composición establecida para un caso real de cordón de 15,3 mm ∅, entre las exigencias de la norma British Standard, nuestro compromiso de acuerdo con el procedimiento de la ASP y en verde las características reales obtenidas.

5. LOS CORDONES DE NUQUISA

NUQUISA ha lanzado al mercado los cordones de composición $1 \times 7 + 0$ y como podrán ustedes ver examinando los catálogos, las características que se garantizan son fundamentalmente las que especifican las normas ASTM y BS, es decir, con el criterio de características mínimas garantizadas.

A las especificaciones de las mismas, se les ha añadido, un poco por extrapolación de la norma British Standard para alambres, y otro poco siguiendo las tendencias del mercado, la relajación garantizada a mil horas, con carga inicial del 70 por 100 de la de rotura mínima garantizada; el valor garantizado de la relajación es del 4 por 100.

Además de los trabajos propios de fabricación para llegar a estos resultados, queremos citar aquí el trabajo realizado en común con la Universidad de Lieja y el Laboratorio Federal de Zurich para poner a punto los procedimientos operatorios del ensayo de relajación, hasta llegar a adoptar como norma operatoria la prescrita por la ASP, que consiste en cargar a velocidad constante y mantener la carga durante dos minutos antes de proceder al ensayo.

En las figuras siguientes puede verse:

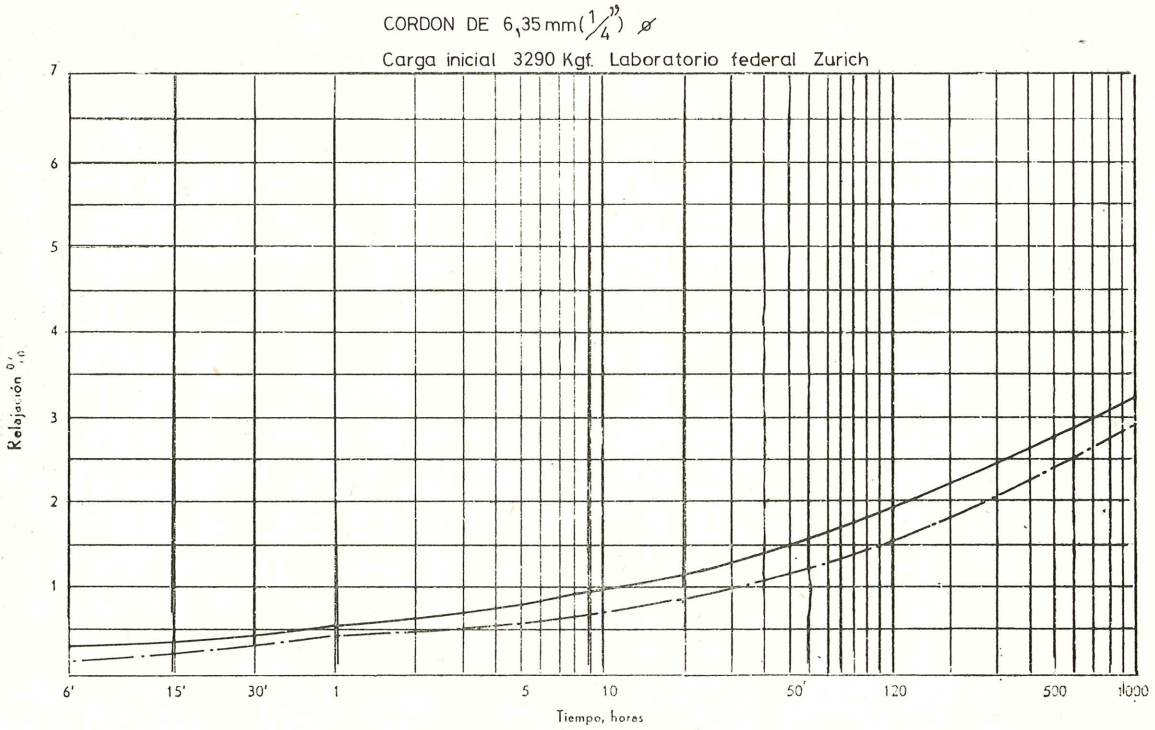


Figura 19.

19. Curvas de relajación, con carga inicial de 3.290 kgf (130 kg/mm²) del cordón de 6,35 mm ∅, realizadas en Zurich.

20. Curvas de relajación con carga inicial de 4.900 kgf (130 kg/mm²) de probeta de un mismo cordón realizadas en Zurich y en el laboratorio N.M.Q.

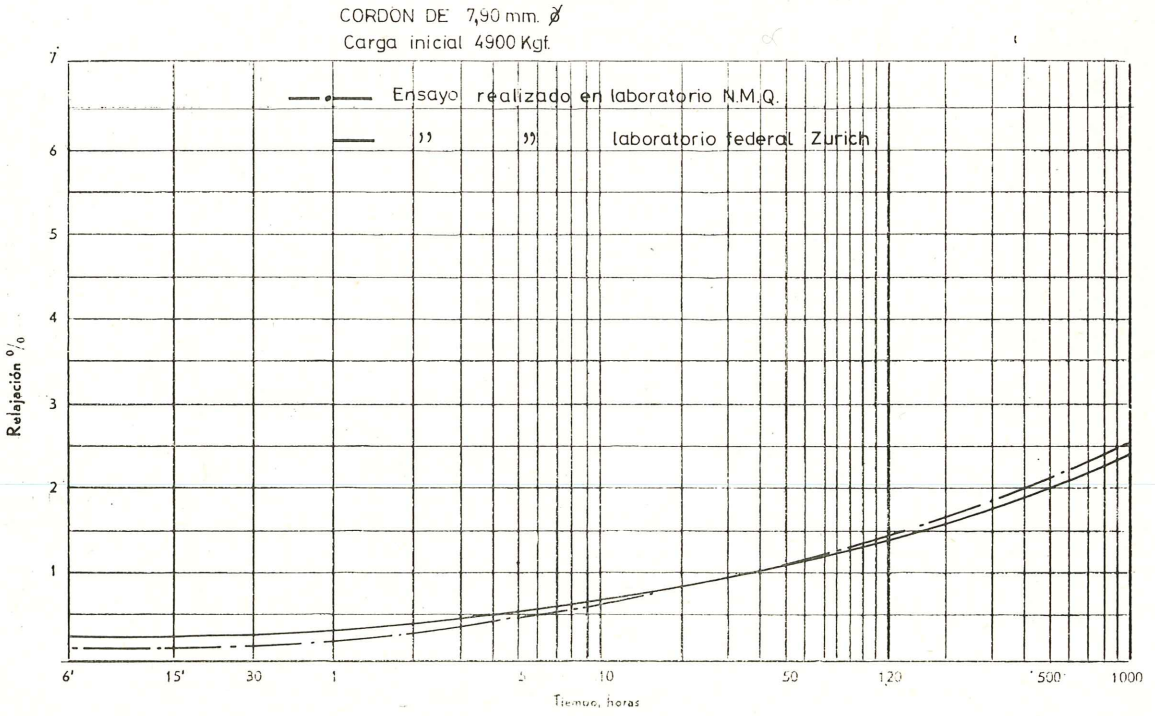


Figura 20.

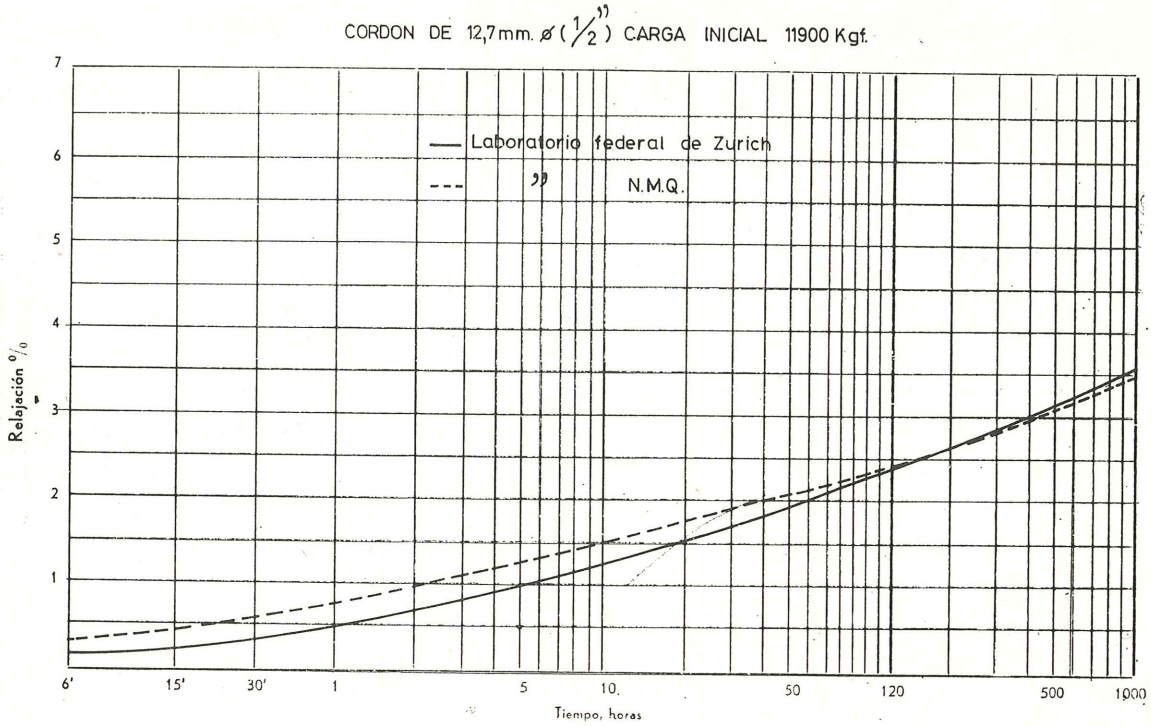


Figura 21.

21. Curvas de relajación del cordón de 12,7 mm ∅ con carga inicial de 11.900 kgf (129 kg/mm²).
22. Curvas de relajación del cordón de 12,7 mm ∅ con cargas iniciales de 11.900 y 13.006 kgf (140 kg/mm²).

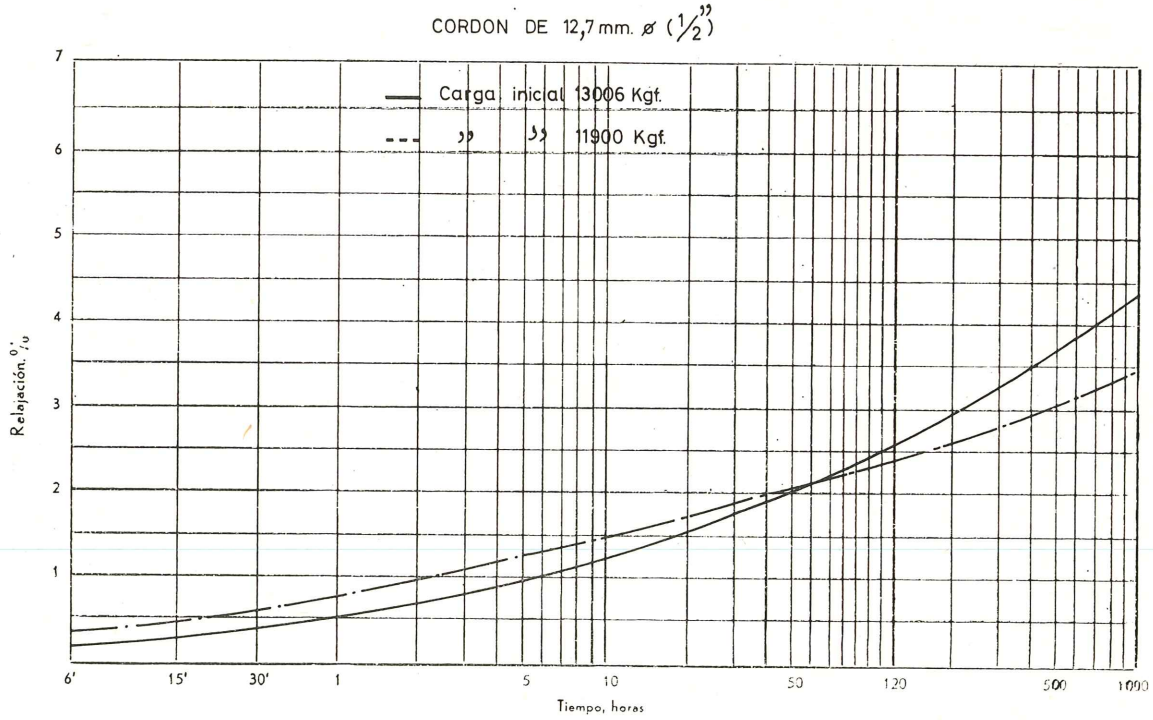


Figura 22.

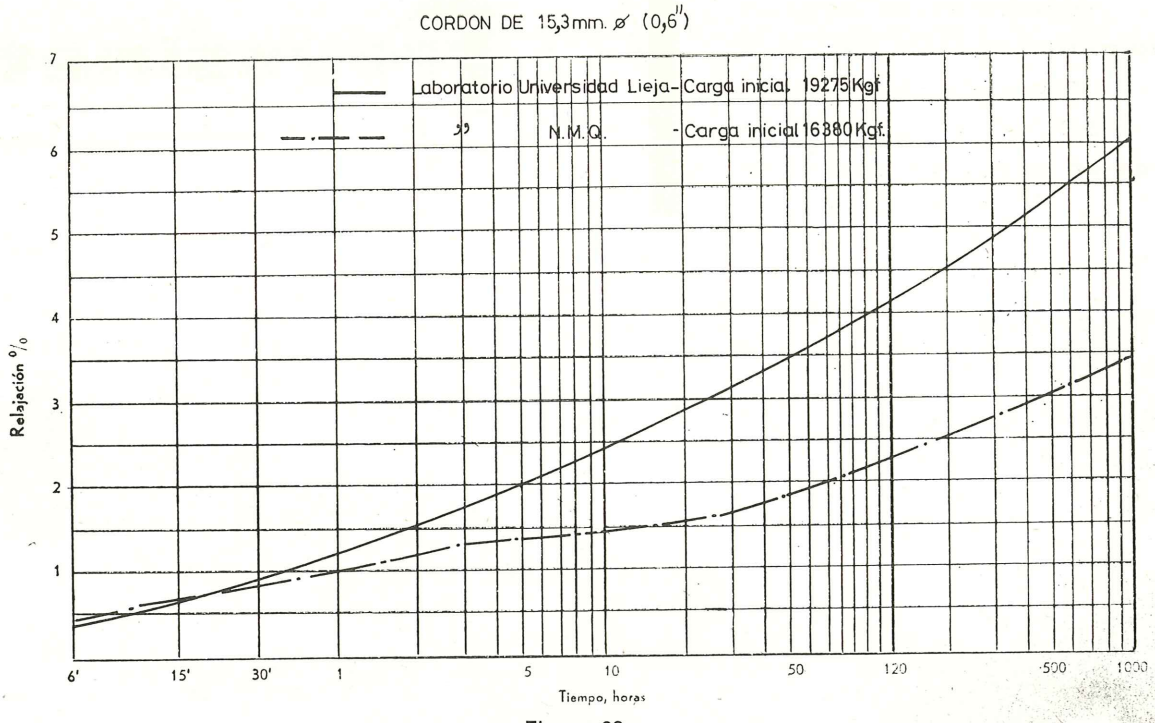


Figura 23.

23. Curvas de relajación del cordón de 15,3 mm ∅ con cargas iniciales de 16.380 kgf (115 kg/mm²) y 19.275 kgf (139 kg/mm²) realizadas en el laboratorio de N. M.Q. y de la Universidad de Lieja.

Finalmente, y para terminar la comparación entre las normas ASTM y BS por una parte, y la ASP por la otra, exponemos a continuación los resultados de relajación, según se hubieran garantizado unos u otros valores.

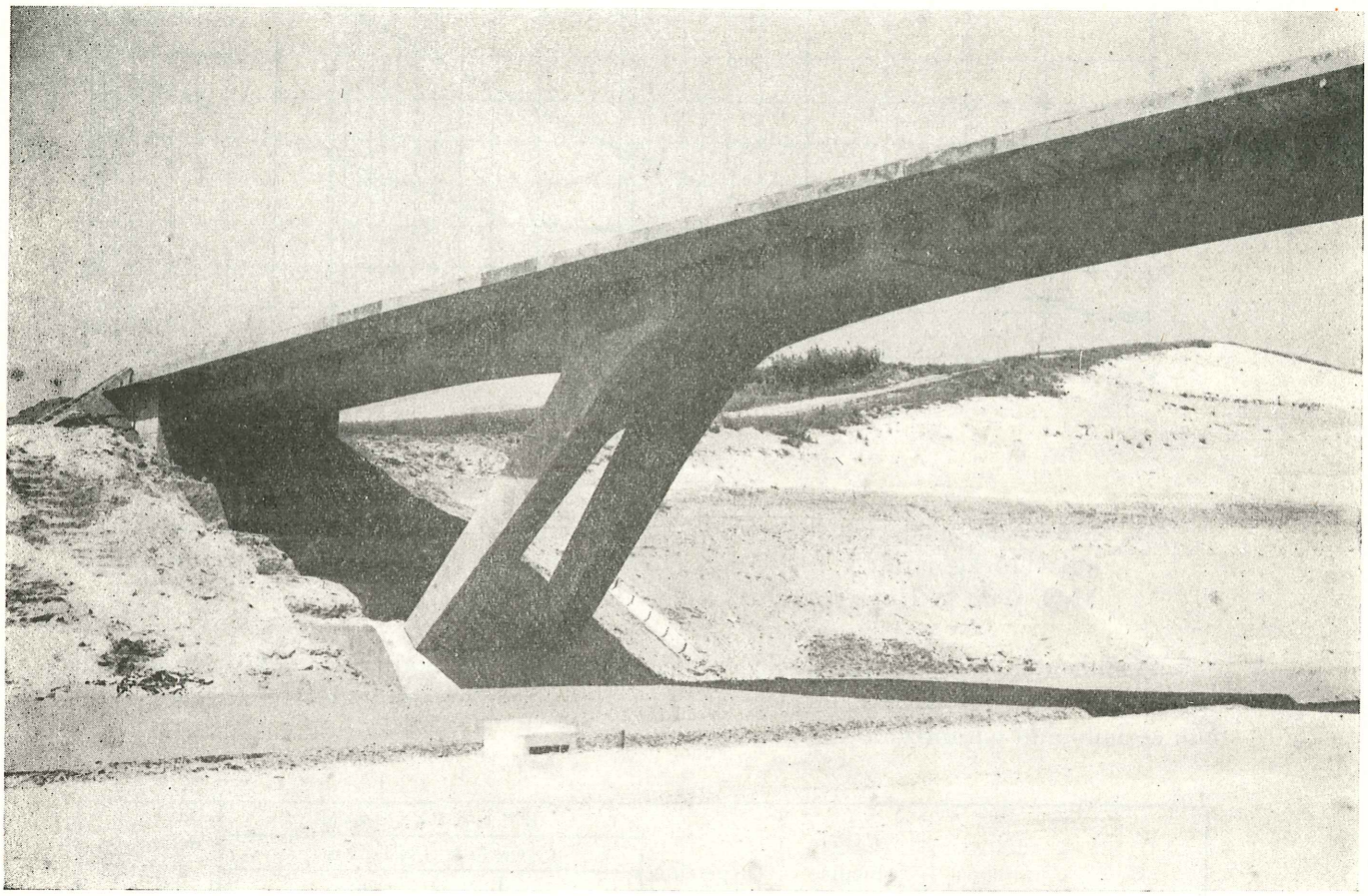
∅ Cordón	Carga mínima garantizada R, Kgf.	Carga media garantizada R_G, Kgf.	Dispersión garantizada	RELAJACION CARGA INICIAL			Relajación a 1.000 horas %
				Kgf.	% S/N BS CI/R	% S/N ASP CI/RG	
12,7	17.000	18.200	350	11.900 13.006	70 76,5	65,5 72	3,40 4,40
15,3	23.400	26.000	500	16.380 19.275	70 82,5	63,5 74,5	3,40 6,05

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



P. S. AUTOPISTAS CATALANAS (A. C. E. S. A.)
Construye: S. A. T. O.

STUP

SOCIÉTÉ TECHNIQUE POUR L'UTILISATION DE LA PRÉCONTRAINTE. - 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

628 - 0 - 29

alargamiento y límite elástico de los aceros. Normalización

J. I. ORBEGOZO
J. BETANZOS

Es conocido que las armaduras para estructuras de hormigón pretensado deben poseer un buen alargamiento de rotura uniformemente repartido para que puedan desempeñar satisfactoriamente su misión de elemento resistente.

En efecto, la capacidad de carga de la estructura puede quedar agotada por rotura o por la aparición de una deformación inadmisible. En el primer caso se produce la rotura de forma brusca, y en el segundo se observan grandes deformaciones que advierten el peligro de rotura.

La solicitación que predomina en las estructuras de hormigón pretensado es la de flexión, ya que, en general, se trata de estructuras muy esbeltas que cubren grandes luces. Los tipos de agotamiento por flexión, existiendo adherencia entre hormigón y acero (práctica normal hoy día), son los siguientes:

TIPO 1 *a*. *Rotura brusca de la armadura, por escasa cuantía de acero.*—Para una cierta sobrecarga, el momento flector puede llegar a originar esfuerzos de tracción en la sección más solicitada de la viga. Si superan éstos la carga de rotura a tracción del hormigón, se produce también la rotura de las armaduras, ya que la reserva de carga de éstas es inferior al esfuerzo soportado por el hormigón que se ha fisurado. Esto ocurre cuando la tensión de trabajo del acero es próxima a su resistencia a la tracción.

TIPO 1 *b*. *Fisuración del hormigón y deformaciones inadmisibles en la viga. Este es el comportamiento deseado.*—Cuando se fisura el hormigón los esfuerzos de tracción son absorbidos por la armadura. Al aumentar las sobrecargas, se alarga la armadura, continúa fisurándose el hormigón y aumenta la tensión de compresión en la cabeza de la viga. En este caso "1 *b*" la cabeza de compresión es capaz de soportar los incrementos de tensiones hasta tanto se produzca una deformación apreciable en la viga. El mínimo de deformación que ha de experimentar la viga y, por tanto, la armadura, se denomina "deformación crítica".

TIPO 2 *a*. *Rotura brusca de la viga precedida de fisuración en la zona de tracción, por*

fallo del hormigón a compresión.—A diferencia con el caso "1 *b*" falla por compresión cuando apenas se ha producido alargamiento de la armadura y fisuración del hormigón a tracción, es decir, el acero no alcanza la deformación crítica. Este comportamiento ocurre cuando las tensiones de trabajo del hormigón bajo las cargas normales son próximas a su resistencia a la compresión. La rotura viene precedida de la aparición de grietas finas en la zona de tracción.

TIPO 2 *b*. *Rotura brusca de la viga sin fisuración previa, por fallo del hormigón.*—La cabeza de la viga falla a compresión antes de la aparición de esfuerzos de tracción en el hormigón. No hay fisuración del hormigón, ni deformación de la viga. Este caso solamente se da por error de diseño o de construcción de las vigas.

Se debe evitar que la estructura pierda su capacidad resistente por los tipos de agotamiento 1 *a*, 2 *a* y 2 *b*, por el peligro que entrañan. Esto se consigue con un adecuado dimensionamiento de la viga y fijando unas razonables tensiones de trabajo en el hormigón y en el acero.

Según F. Leonhardt (1), se puede admitir que el alargamiento crítico de la armadura ($\varepsilon_2 - \varepsilon_1$) es de 0,5 por 100 (fig. 1). Es decir, cuando la armadura ha experimentado este

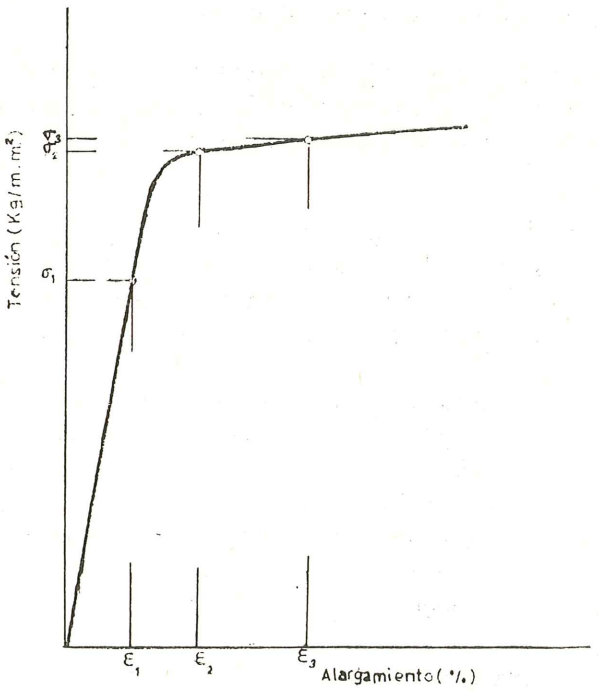


Fig. 1.—Tensiones y alargamientos de la armadura.

alargamiento adicional, la estructura queda inservible (tipo de agotamiento 1 *b*). Considerando que los alargamientos ε_1 de las armaduras, bajo las cargas normales de trabajo, son del orden de 0,6 por 100, el alargamiento ε_2, una vez producida la deformación

crítica de la estructura, es de 1,1 por 100. Es necesario, por tanto, que el alargamiento de rotura del acero sea superior a 1,1 por 100.

Supuesto ya que las características de diseño de la viga y sus materiales garantizan el comportamiento, según el modelo "1 *b*", quedan dos alternativas en el mecanismo de rotura de la viga. Esta puede fallar en el caso de que se apliquen las sobrecargas necesarias por el hormigón o por la armadura, lo cual depende del alargamiento de rotura del acero. Por razones de seguridad conviene que no se rompa la armadura. Y. Guyon (2) y F. Dumas (3) han calculado el alargamiento mínimo que debe tener el acero para que sea siempre el hormigón el que falle por aplastamiento. Estos autores han dado valores de 1,4 y 1,9 por 100, respectivamente, para el alargamiento ($\varepsilon_3 - \varepsilon_1$), producido a partir del estado de tensión de la armadura bajo las condiciones normales de trabajo. Sumando el alargamiento ε_1, que hemos considerado igual a 0,6 por 100, tenemos que los alargamientos de rotura del acero ε_r deben ser los siguientes:

Guyon ... ... $\varepsilon_r > 2{,}0\,\%$

Dumas ... ... $\varepsilon_r > 2{,}5\,\%$

Las normas de armaduras para hormigón pretensado deben, por tanto, incluir alguna exigencia sobre el alargamiento mínimo de rotura. Algunas normas limitan con este objeto el valor máximo del límite elástico convencional, indicando que se trata de impedir el uso de aceros que puedan entrañar riesgos de fragilidad o de rotura prematura.

RELACION ENTRE LIMITE ELASTICO CONVENCIONAL Y ALARGAMIENTO DE ROTURA

En la presente comunicación pretendemos informar de los resultados de nuestros trabajos sobre la relación entre alargamiento y límite elástico y de los diversos métodos de medida del alargamiento.

En primer lugar nos referimos a la especificación sobre el límite elástico convencional. En lo sucesivo designaremos por $L_{0,2}$ y $L_{0,1}$ a los límites elásticos del 0,2 y 0,1 por 100 de alargamiento permanente, respectivamente.

No juzgamos acertado limitar el valor máximo del límite elástico convencional a valores relativamente bajos (existen normas que limitan el $L_{0,2}$ al 85 por 100 de la carga de rotura y otras al 90 por 100), ya que no es correcto asociar el valor del límite elástico de un acero con la fragilidad y riesgo de rotura prematura.

Los aceros frágiles y los que pueden producir roturas prematuras quedarán descartados por no satisfacer el ensayo de plegados alternados y dar un alargamiento de rotura bajo. Es normal encontrar en el mercado aceros con $L_{0,2}$ superior al 90 por 100 de la resistencia que ofrecen una absoluta garantía en su utilización.

Análisis de datos de control de varios tipos de alambres para armaduras

Para sustanciar esta opinión reseñamos en la tabla I los resultados medios obtenidos a lo largo de un gran número de ensayos de tres tipos de alambres de acero de ∅ 7 mm. Estos alambres se han obtenido de acero de idéntica composición nominal, tal como se indica a continuación:

C	Mn	Si	P	S
.73	.65	< .25	< .04	< .04

Los alambres que figuran en la tabla como "Trefilado" y "Envejecido tipo I" han sufrido exactamente el mismo proceso de fabricación, salvo el tratamiento térmico final de envejecimiento.

El alambre envejecido del tipo I es el que se emplea normalmente como armadura para tesado de vigas y piezas pretensadas en general. El tipo II se ha desarrollado para aplicaciones en las que se requiere una mayor deformabilidad del alambre y, en particular, para la fabricación de tubos de hormigón pretensado. La mayor deformabilidad se pone de manifiesto, sobre todo, mediante el ensayo de torsiones alternadas.

Se puede observar que el alambre simplemente trefilado, que tiene un límite elástico muy inferior a los alambres envejecidos, presenta en cambio un alargamiento a la rotura claramente inferior a aquéllos. No hay diferencias importantes entre los valores del alargamiento de rotura entre los dos tipos de alambre envejecido, a pesar de los distintos valores del límite elástico.

El ensayo de plegados alternados, efectuado para contrastar la fragilidad de los alambres, demuestra que el alambre envejecido no es más frágil que el trefilado, sino al contrario.

Hemos creído de interés comparar estas características con las obtenidas en el alambre estabilizado, de utilización muy difundida en el extranjero y cuya fabricación se ha iniciado recientemente en España. Las características mecánicas estáticas —límite elástico y alargamiento de rotura— son semejantes a las indicadas para el alambre envejecido. El alambre estabilizado supera, sin embargo, al alambre envejecido por su menor relajación.

Consideraciones acerca del valor más conveniente para el límite elástico

Los alambres de bajo límite elástico presentan los siguientes inconvenientes:

— Fuertes pérdidas por relajación.

— Imprecisión en la correspondencia entre tensiones y alargamientos durante el tesado.

— Disminución de la resistencia de la viga a la fisuración.

En consecuencia, consideramos que los aceros más adecuados para armaduras de hormigón pretensado son los de elevado límite elástico, siempre que superen un alargamiento de rotura determinado y se comporten bien en el ensayo de plegados alternados. Por tanto, no procede fijar un valor máximo para el límite elástico.

La norma francesa de la A. S. P. considera que la forma más favorable del diagrama tensión-alargamiento es aquella que presenta un $L_{0,1}$ igual al 90 por 100 de la resistencia a la tracción. Esto equivale a un $L_{0,2}$ del orden del 92,5 por 100. La citada norma no fija un valor mínimo para el límite elástico por estimar que los aceros de bajo límite elástico quedan eliminados del mercado por ser antieconómicos.

Esta norma fija el valor máximo del $L_{0,1}$ en el 95 por 100 de la resistencia, que equivale, aproximadamente, a un $L_{0,2}$ del 97,5 por 100 de la resistencia. De hecho, los alambres obtenidos por los procedimientos actuales de fabricación no superan nunca el citado valor y, en realidad, la limitación de la norma francesa es un tanto académica y se ha establecido para proscribir un material hipotético que, una vez superado el límite elástico, se alargaría sin aumento de tensión.

Normas muy conocidas tales como ASTM: A-421 y BS-2691 definen que el $L_{0,2}$ debe ser superior al 80 y al 85 por 100 de R, respectivamente, pero no limitan el valor máximo de esta característica. El proyecto de la nueva norma ASTM fija el mínimo de $L_{0,2}$ en 85 por 100 de R.

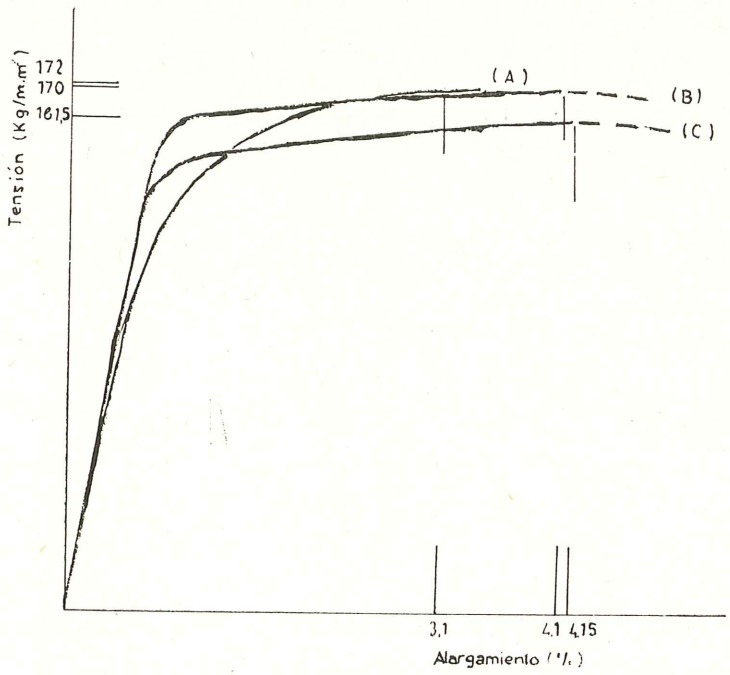


Fig. 2.—Diagrama tensión alargamiento: *A)* Alambre trefilado. *B)* Alambre envejecido tipo I. *C)* Alambre envejecido tipo II.

Consultada diversa literatura sobre el tema, y teniendo en cuenta las técnicas de fabricación adoptadas universalmente, parece conveniente fijar para los alambres envejecidos artificialmente un $L_{0,2}$ superior al 85 por 100 de la resistencia unitaria. Pueden quedar

por debajo de este valor los alambres simplemente trefilados, cuya aplicación ha quedado restringida hoy día a la fabricación de viguetas.

VALOR MINIMO DEL ALARGAMIENTO DE ROTURA

Se ha razonado anteriormente que el alargamiento que juega un papel importante en la seguridad de las obras pretensadas es el alargamiento total de rotura uniformemente repartido; es decir, con inclusión del alargamiento elástico.

Esta característica es relativamente complicada de medir en un control rutinario, y por esta causa se han definido y se han incluido en las normas y especificaciones otros parámetros tales como:

a) Alargamiento plástico de rotura uniformemente repartido (sin estricción).

b) Alargamiento total de rotura (con estricción) en 250 mm.

c) Alargamiento plástico de rotura (con estricción) en 250 mm.

d) Alargamiento plástico de rotura (con estricción) en 100 diámetros.

En la figura 3 se representan los distintos valores de alargamiento que se acostumbra medir.

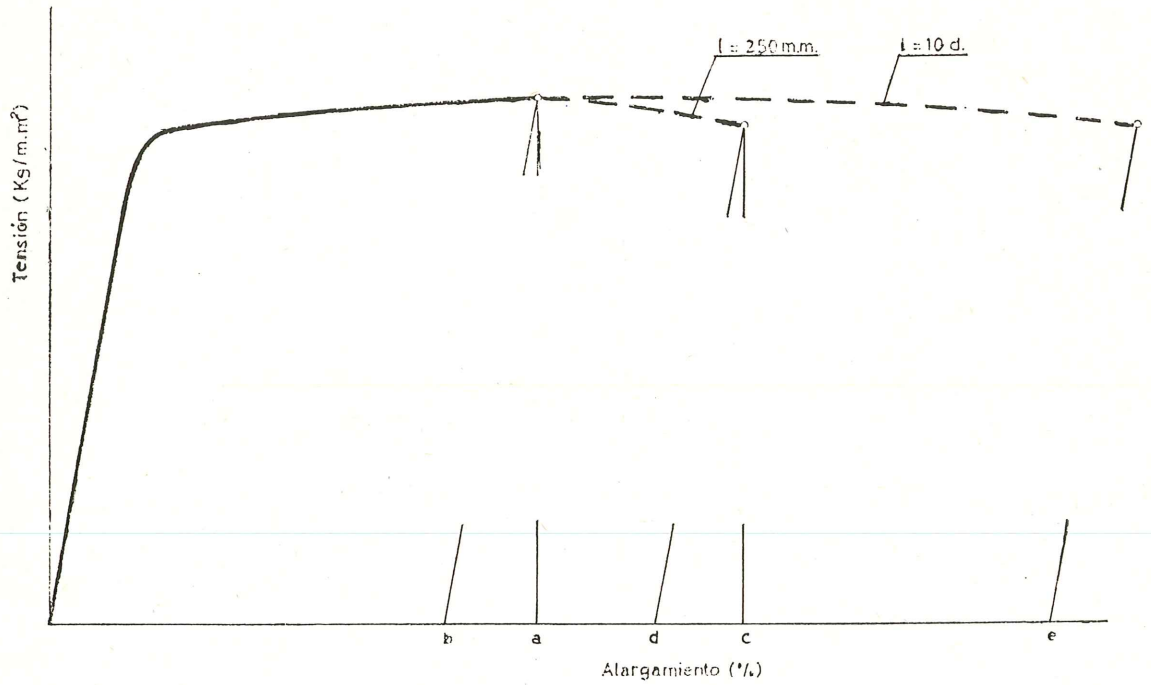


Fig. 3.—Diversas mediciones del alargamiento de rotura.

En el compromiso de definir un alargamiento fácilmente medible y significativo para la seguridad de la obra se han adoptado en general dos soluciones distintas.

Según la tendencia francesa se determina el alargamiento plástico de rotura fuera de la estricción (valor *b*). El ensayo se efectúa sobre probeta de 500 mm de longitud útil, que se ha marcado previamente cada 50 mm. Una vez rota la probeta se mide la distancia entre dos marcas separadas 100 mm inicialmente, fuera de la zona afectada por la estricción. Mr. Dumas (3) propone, para el alargamiento plástico de rotura fuera de la estricción (*b* en la fig. 3), un valor estadístico superior al 2 por 100. Las normas suizas S.I.A. número 162 (1953) exigen también un alargamiento *b* superior al 2 por 100.

Los países anglosajones definen, en general, el alargamiento total de rotura con estricción en 250 mm (valor *c*). El ensayo se efectúa sobre probeta de longitud adecuada para extensómetro de 250 mm entre cuchillas. El extensómetro es sencillo y robusto dotado de regleta milimetrada con nonio. Existe una gran concordancia respecto al valor mínimo exigible siendo en este caso del 4 por 100.

Ambos métodos de medida del alargamiento son, desde luego, más significativos que la determinación del alargamiento plástico de rotura, con estricción, en 10 diámetros, tal como se especifica en otras normas.

El valor *b* del alargamiento predice con más rigor que el *c* el comportamiento de las armaduras, ya que basta sumarle el alargamiento elástico fácilmente calculable, para obtener el alargamiento total *a*, que es el que en realidad cuenta respecto a la seguridad de la obra. Nuestra propuesta es que se adopte en la normalización española la medida del alargamiento plástico fuera de la estricción, fijándose un valor mínimo del 2 por 100. Si consideramos un alambre de 160 kg/mm² de resistencia a la tracción, su alargamiento elástico de rotura se puede calcular inmediatamente:

$$\varepsilon_e = \frac{R}{E} = \frac{160}{21.500} = 0{,}0075$$

equivalente al 0,75 por 100. El alargamiento total de rotura fuera de la estricción será, por tanto, superior al 2,75 por 100. Este alargamiento garantiza que, si la viga está bien dimensionada, fallará antes el hormigón que el acero, ya que se superan los valores mínimos definidos anteriormente. La ductilidad de un alambre, cuyo alargamiento plástico fuera de la estricción es superior al 2 por 100 es suficiente, por tanto, para garantizar el comportamiento del acero, incluso en la rotura de la viga, con independencia del valor del límite elástico del acero.

Si bien el valor *c* del alargamiento de rotura comprende la estricción y, por tanto, no es ortodoxo, puede utilizarse para controlar los alambres, ya que hemos comprobado que aquellos alambres con valor *c* superior al 4 por 100 tienen un alargamiento *a* mayor del 2,8 por 100. La exigencia de alargamiento *c* mayor del 4 por 100 garantiza también, por consiguiente, que el fallo de la viga no se producirá en las armaduras.

CARACTERISTICAS MECANICAS MEDIAS

CLASE DE ALAMBRE	TREFILADO	ENVEJECIDO TIPO I	ENVEJECIDO TIPO II
Resistencia (Kg/mm^2)	170	172	161,5
Límite elástico (0,2 %) (Kg/mm^2)	135 (79,4 % R)	161 (93,6 % R)	146 (90,4 % R)
Límite elástico (0,1 %) (Kg/mm^2)	123 (72,4 % R)	157 (91,3 % R)	143 (88,6 % R)
Alargamiento total de rotura (sin estricción)	3,1 %	4,1 %	4,15 %
Alargamiento plástico de rotura (sin estricción)	2,25 %	3,3 %	3,4 %
Alargamiento total de rotura (con estricción) en 250 milímetros	3,85 %	5,75 %	5,85 %
Alargamiento plástico de rotura (con estricción) en 250 milímetros	3,0 %	4,95 %	5,10 %
Alargamiento plástico de rotura (con estricción) en 10 ϕ	6,4 %	8,5 %	8,5 %
Número de plegados alternados sobre mandril de $r = 20$ mm	8	10	9

REFERENCIAS

1. LEONHARDT, F.: "Hormigón pretensado". Cap. XIII, 1954.
2. GUYON, Y.: "Béton précontraint". Cap. XVIII, 1958.
3. DUMAS, F.: "Resistencia y seguridad del hormigón pretensado". Revista de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, julio-septiembre 1960.

591 - 8 - 10

consideraciones generales sobre prefabricación

M. MONEO

Una de las secuencias fundamentales de toda pieza de hormigón pretensado es la de su puesta en tensión.

Se entiende que toda pieza de hormigón pretensado es aquella en la que se han introducido unas tensiones previas, las de pretensado, anteriores a la actuación de las sobrecargas, independientemente de que la pieza haya sido hormigonada en taller sobre una bancada de alambres o cables ya tensados, o bien hormigonados "in situ" con unos cables libres en su interior y, por tanto, independientemente de que los cables hayan sido tensados o no antes del hormigonado de la pieza.

En ambos casos el proceso es idéntico y la operación de puesta en tensión, de pretensado, se realiza cuando el hormigón endurecido de la pieza ha alcanzado las resistencias exigidas.

En el caso de la pieza hormigonada "in situ" el momento de pretensado es aquel en que el gato, tomando apoyo en el hormigón, pone en tensión los alambres y nos valemos de una pieza auxiliar, el anclaje, que asegura, cuando los alambres se liberan del gato, el esfuerzo de pretensado en la pieza.

Del mismo modo en una pieza hormigonada sobre bancada en taller, el momento de pretensar la pieza es aquel en que los alambres son liberados de la bancada y pasan a actuar sobre la pieza, cuyo hormigón endurecido proporciona una adherencia capaz de asegurar la tensión del cable y de evitar el posible deslizamiento de la armadura dentro del hormigón.

En esta sesión dedicada a forjados realizados normalmente en taller y con pretensado de cables adherentes, nos corresponde hablar de este tipo de puesta en tensión que precisa:

— Banco de prefabricación.
— Elementos de tensión y detensión.

BANCOS DE PREFABRICACION

El banco de prefabricación es el elemento de base de toda pieza prefabricada pretensada.

La ejecución de un banco de prefabricación se justifica:

— En taller, para fabricación en serie de productos comercializados o comercializables.

— En obra, cuando la prefabricación representa una gran parte de la obra y su número hace posible la amortización total del mismo. (De la obra de fábrica.)

Podemos definir el banco como un área de prefabricación formado por una losa y dos macizos de extremidad.

El banco debe estar preparado para realizar las operaciones de tensión entre sus macizos extremos de los alambres o cables de acero de alto límite elástico y de detensión una vez hormigonada y endurecida la pieza.

Puede ser de hormigón armado o pretensado o estar formado exclusivamente por elementos metálicos, como es el caso de la tubería pretensada, tema que no vamos a tratar en esta comunicación.

El principio de funcionamiento de estos bancos es el siguiente:

Los cables tensados que son anclados en los macizos de extremidad ejercen un esfuerzo sobre ellos que es función de su número y dimensión, y de la excentricidad conque son aplicados.

Estos esfuerzos son resistidos por los macizos que, a su vez, toman apoyo en la losa, cuya cara superior sirve de fondo de encofrado, que trabaja con un elemento plano a compresión.

Aun cuando los esfuerzos son siempre de flexión o compresión compuesta cabe hacer una clasificación de tipos de bancos que son inherentes a la clase de productos a fabricar, sistemas de tensión o detensión a emplear, etc., que queda establecido en la siguiente forma:

A) Bancos de pretensado con cables en talón inferior.

B) Bancos universales.

En los primeros se pueden fabricar toda clase de elementos planos tales como forjados, viguetas de pequeño canto cuyo pretensado queda localizado en el talón inferior y eventualmente en el superior, pero con una excentricidad media inferior a 0,15 m.

Los bancos universales están preparados para pretensar piezas de gran envergadura, tales como forjados de gran luz, vigas de puente, vigas de cubierta, pilotes prefabricados, etcétera.

No obstante, lo que cuenta en definitiva son los valores combinados H y E que dan lugar al momento, que es el dato que define la magnitud y potencia del banco en cuestión.

Los esquemas y forma de trabajo son los que refleja la figura 1.

En el caso de pequeñas excentricidades se consigue que los elementos de tensión y detensión entren dentro del macizo realizando un rebaje dentro de él.

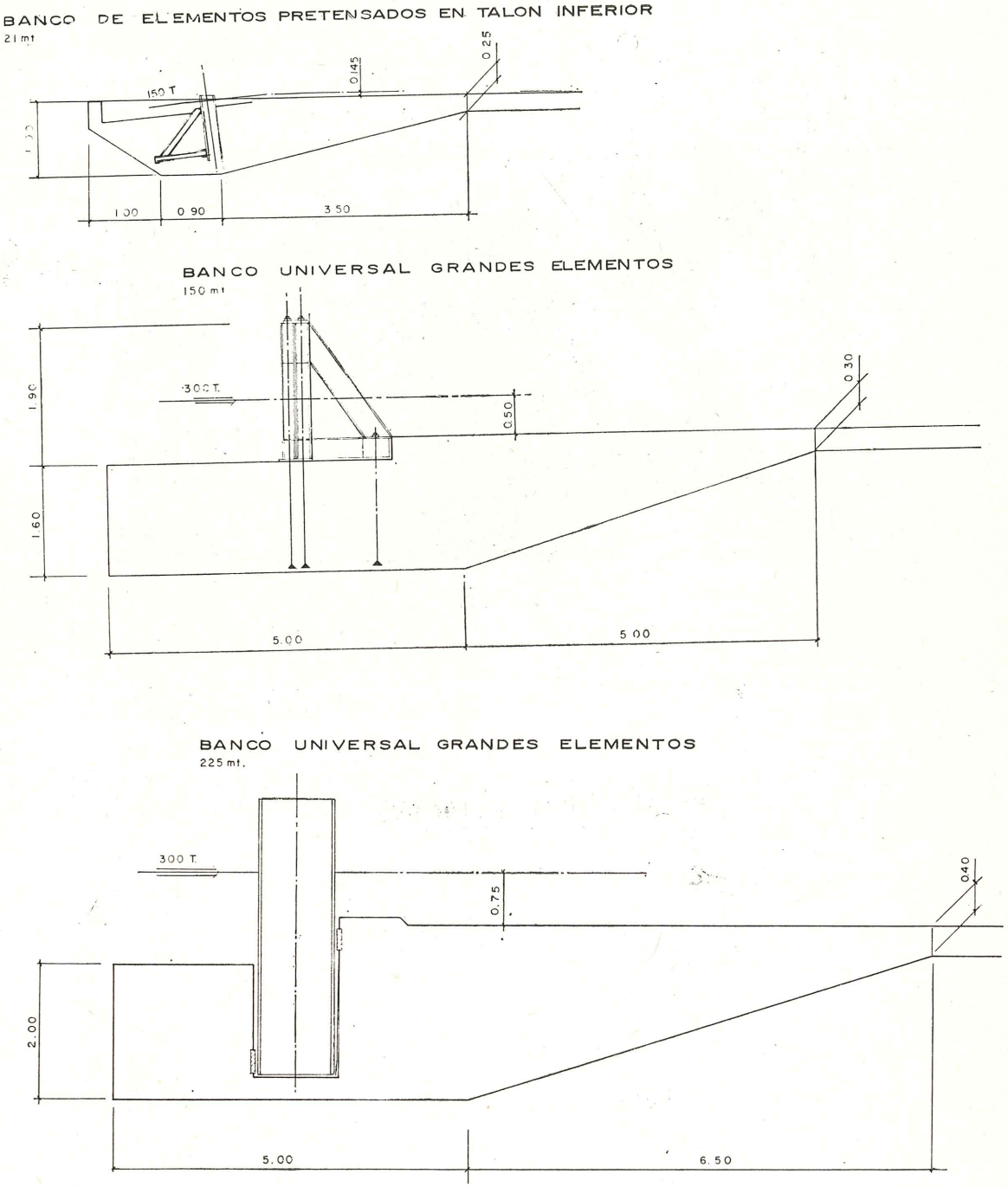

BANCO DE ELEMENTOS PRETENSADOS EN TALON INFERIOR
21 mt
150 T
0.145
0.25
1.00
0.90
3.50
BANCO UNIVERSAL GRANDES ELEMENTOS
150 mt
300 T.
0.50
0.30
1.90
1.60
5.00
5.00
BANCO UNIVERSAL GRANDES ELEMENTOS
225 mt.
300 T.
0.75
040
2.00
5.00
6.50

Figura 1.

Para grandes excentricidades esto no es posible y es preciso disponer de un elemento rígido generalmente metálico, embebido o anclado en el macizo, como son los que figuran en segundo y tercer lugar (fig. 2).

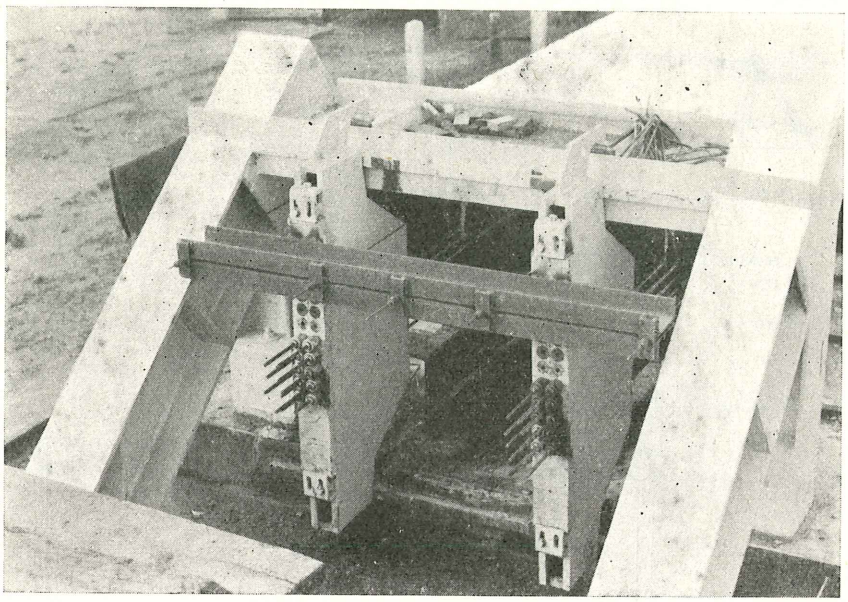


Figura 2.

CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO

Vamos a exponer un método de cálculo muy sencillo que utiliza fundamentalmente la losa intermedia como medio pasivo de transmisión de esfuerzos horizontales, y el peso de los macizos como medio de equilibrio frente al momento de vuelco que introduce la excentricidad de los cables.

El dimensionamiento debe realizarse fundamentalmente para determinar:

— El peso del macizo que garantice el equilibrio.

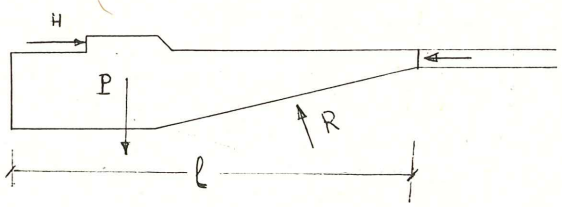


Figura 3.

— Verificación de las distintas secciones del macizo como pertenecientes a una viga de longitud "*l*".

— Verificación de los esfuerzos locales producidos por las cargas concentradas en los puntos de aplicación elegidos.

— Verificación de no pandeo de la losa intermedia.

HIPOTESIS DE CALCULO

Un cálculo rigorista exigiría calcular las reacciones del suelo admitiendo una distribución trapezoidal, aun suponiendo para simplificar, que la totalidad del esfuerzo horizontal es resistida por la losa, situación que es desfavorable y está, por tanto, del lado de la seguridad.

Este método tiene el inconveniente de que habría que determinar en cada sección la distribución de tensiones, complicadas de calcular, y cuyos valores están afectados muy directamente por unos datos previos cuyo conocimiento no suele ser de garantía.

En estas condiciones parece más indicado abandonar el estado admisible y adoptar un estado medio más sencillo, que es el "equilibrio límite" por las razones siguientes:

1.º Es un estado en el que la posición de las reacciones es perfectamente conocida.

2.º Por ser el estado límite ningún otro tendría posibilidad de producirse. Para tener un margen de seguridad conveniente se debe verificar el equilibrio al vuelco para una fuerza $2\,H$, siendo $H = n\,A\,\sigma_R$.

3.º Si tomamos el valor $2\,H$ para verificar el equilibrio al vuelco, mayoraremos considerablemente los momentos, cosa que equivale a considerar una línea de presiones más desfavorable que la que se produciría por el estado admisible.

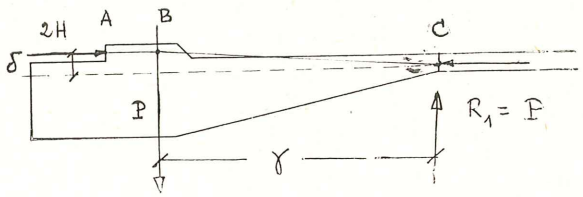


Figura 4.

4.º En el caso de equilibrio, siendo B el punto de encuentro de las fuerzas P y $2\,H$ la resultante de las fuerzas pasará por C. Por tanto, las condiciones de equilibrio quedan establecidas en la siguiente forma:

$$2\,H \cdot \delta = P \cdot \gamma$$

Admitimos que la línea de presiones de cálculo sea la definida por los puntos A, B, C, con lo cual la viga que constituye el macizo está trabajando a compresión compuesta de A a C y en ménsula en el resto.

En cuanto al rozamiento del macizo en el terreno, si existiera, introduciría un efecto desfavorable ya que reduciría la componente vertical y aumentaría el momento su componente horizontal. Esta es la razón por la que toda cama de prefabricación es conveniente si se dimensiona de esta forma y se prescinde del rozamiento del terreno, el que sea hormigonado sobre un papel Kraft que permite la libre dilatación del macizo de anclaje y su transmisión de esfuerzo a la losa intermedia.

VERIFICACION DEL PANDEO DE LA LOSA INTERMEDIA

El pandeo de una losa apoyada en suelo elástico ha sido objeto de numerosas teorías, en ocasiones incluso contradictorias en apariencia, de las cuales podemos sacar las conclusiones siguientes:

El estado de una losa homogénea y de espesor uniforme apoyada en un suelo completamente horizontal es un estado perfectamente estable, que no es suceptible de ningún pandeo.

Ahora bien, el pandeo puede producirse, si la losa es hormigonada sobre un terreno sobre el que se aprecian ciertas irregularidades, si el espesor de la losa no es uniforme, o si bien la sección longitudinal de la losa es realizada señalando ondulaciones aunque sean ondulaciones muy tendidas y de gran amplitud.

Estos dos casos dan lugar a unas condiciones de pandeo con resultados del mismo orden de magnitud.

Siendo e el desplazamiento vertical de la línea media en una longitud l, los valores límites l y e quedan definidos por las fórmulas:

$$l = K_1 \sqrt{\frac{E\,I}{H}} \qquad e = K_2 \frac{p\,E\,I}{H^2}$$

siendo p, peso de la losa por m l.

Fórmulas que se deducen de las consideraciones siguientes:

Si consideramos que se producen unas ondulaciones de excentricidad e, a lo largo de una amplitud l, la ecuación diferencial que rige es de la forma

$$E\,I \frac{d^2\,l}{d\,x^2} = -\,H\,e$$

que integrada nos da

$$\frac{d^2 l}{dx^2} = -\,\lambda^2 e \;;\; \text{siendo } \lambda\,l = \pi$$

Por tanto,

$$\frac{H}{E\,I} = \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \qquad l = \pi \sqrt{\frac{E\,I}{H}}$$

Si se considera el valor de la flecha producida en estas condiciones

$$l = \frac{5}{384} \frac{p\,l^4}{E\,I} = 1{,}3 \frac{p\,E\,I}{H^2}$$

De hecho el dimensionamiento de la losa depende no solamente de las condiciones de pandeo, sino también de la necesidad de limitar el acortamiento por fluencia de la bancada de hormigón.

Esto nos lleva a limitar el valor de la compresión media a 40 kg/cm², cifra que no se suele sobrepasar, ya que el espesor mínimo de la losa debe ser del orden de 0,20 m.

En estas condiciones la estabilidad de la losa al pandeo se garantiza cuando se verifica la relación

$$e < 0{,}1\,l$$

Que debe cumplirse cuando k_1 y k_2 están comprendidos entre los valores:

$$\pi < K_1 < 5$$
$$K_2 < 3$$

CONSTRUCCION

La construcción de un banco de prefabricación debe hacerse sobre un terreno perfectamente horizontal. En ocasiones puede convenir el dotarlo de una ligerísima pendiente longitudinal que nunca será superior al 5 por 100. Por el contrario, el sentido transversal debe ser perfectamente horizontal.

Debe iniciarse la construcción con una capa de hormigón de limpieza o arena compactada sobre la que se extenderá una pintura deslizante o una lámina de polivinilo.

A la colocación de armaduras se unirá el anclaje de los elementos metálicos o pernos de sujeción que han de quedar embebidos en el hormigón cuya colocación deberá realizarse sin el menor error. La perfecta alineación de los elementos que han de servir de base a la colocación de los medios de tensión y detensión es imprescindible.

A continuación se hormigonarán los macizos de anclaje y la losa con hormigón de gran calidad, cuya resistencia no será inferior a 300 kg/cm^2, formando un árido de tamaño máximo no superior a 25 mm.

El hormigonado del macizo será continuo y a ser posible con forjados de poco espesor asegurando la buena unión de las distintas capas.

La losa de fondo se hormigonará por longitudes de 10 m independientes, dejando entre sí huecos de 20 cm que se hormigonarán pasados por lo menos ocho días, cuando la gran parte de la retracción se ha producido.

En la ejecución de hormigonado se exige una presión extrema cuyas tolerancias podemos definir:

— En la losa 1,5 mm en longitud de 5 m.
— En el macizo 2 mm en longitud de 1 m.

Una vez hormigonada la losa es necesario un tratamiento posterior que puede hacerse de varias maneras:

1.º Mecanismo por pulido de toda la superficie que es el procedimiento más económico, pero menos duradero.

2.º Añadiendo una película de revestimiento generalmente con resina epoxi, que es aplicada a la superficie endurecida del hormigón y que está formada por un ligante, un endurecedor y un producto sellado que proporciona una cara perfectamente pulida.

El banco queda perfectamente terminado con la incorporación de las guías y desviaderos que quedarán embebidos en el hormigón y cuyo replanteo deberá hacerse con extremo cuidado.

SISTEMAS DE TENSION Y DETENSION

Vamos a mostrar con detalle el proceso de tensión y detensión de un banco de prefabricación de forjados de los catalogados en primer lugar, y a continuación mostraré en figuras los planos de conjunto de dos bancos universales, basados esencialmente en el mismo principio.

El sistema es formado por una acción combinada de unas traviesas móviles accionadas hidráulicamente (que se convierten en carros móviles en el caso de bancos universa-

les) y de gatos unifilares de gran recorrido que permiten a la vez hacer la operación en escasos momentos y conseguir alargamientos idénticos en todos los cables, que es condición imperativa en todo forjado.

Por otra parte, también la detensión del banco y, por tanto, el pretensado de la pieza es simultáneo, condición también indispensable en toda pieza con carácter superficial.

El cortar los alambres o destensar alambre por alambre, o destensar con husillos, se hace en la fabricación de viguetas, cosa que no es muy ortodoxa, pero en cualquier caso es impracticable cuando realizamos piezas superficiales, con anchos que oscilan de 1,20 a 2,40, o piezas de gran envergadura.

LADO FIJO

Está formado por un macizo en el que quedan embebidos unos perfiles metálicos comerciales unidos por una traviesa metálica. La cabeza de estos perfiles aflora a la superficie una altura suficiente para situar una barra cuadrada, que perforada permite el paso de los cables o alambres. Esta pieza es universal (fig. 5).

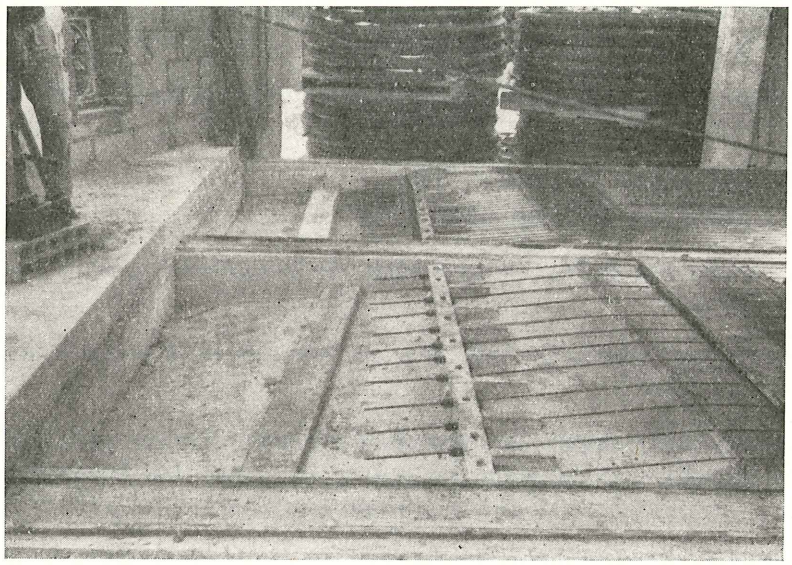


Figura 5.

LADO MOVIL

Con él se realizan las operaciones de tensión y detensión simultánea de todas las operaciones. Está formado por:

1.º Una línea de barras cuadradas a la que se anclan los alambres.

2.º Por una traviesa muy rígida unida a la alineación, que puede ser accionada por unos gatos de doble efecto, móviles o bloqueados por medio de unas barras de tracción que están ancladas en la extremidad del macizo (fig. 6).

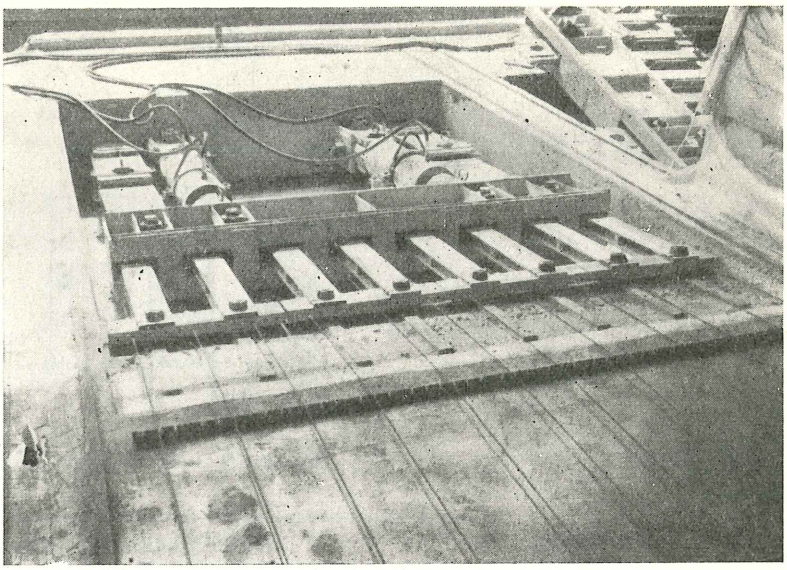


Figura 6.

FUNCIONAMIENTO

Las sucesivas etapas de la puesta en tensión son las siguientes:

1.° Se extienden los alambres o cables, se enfilan en las traviesas y se anclan con clavetes, tipo STUP, de tres piezas. En el lado pasivo con un tubo largo y con golpes de martillo, y en el lado activo con el gato.

2.° Se colocan los gatos en la traviesa móvil y reaccionan consiguiendo aproximadamente la tercera parte de la tensión final.

3.° Se fija la traviesa al macizo, y estos gatos pueden ser liberados.

4.° El alargamiento final se obtiene con un gato unifilar, donde el anclaje fijo. Este gato es accionado por una bomba equipada de un manostato, que se para automáticamente cuando se alcanza la tensión prevista. No obstante, debe verificarse el alargamiento obtenido sobre una regla que lleva incorporada el gato. Esta automaticidad aumenta netamente la rapidez de la operación alambre a alambre, ya que se emplaza tan sólo unos segundos.

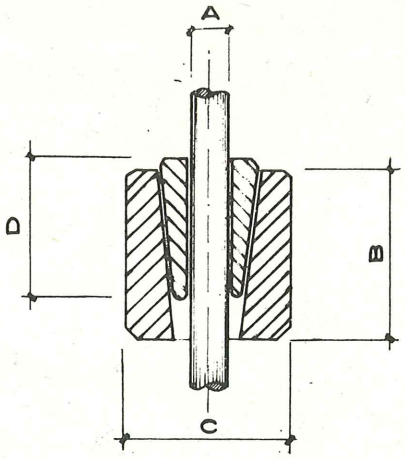
El orden de la puesta en tensión de los alambres individualmente se realizará a partir del eje del banco, para seguir a continuación y preferentemente de derecha a izquierda.

Terminada la tensión se verificará la buena marcha del trabajo.

La detensión se realiza íntegramente en el lado del anclaje móvil.

Basta con colocar los gatos y acuñarlos, para así poder liberar la traviesa de su unión al macizo. A continuación la detensión se realiza automáticamente al retirar la presión de los gatos que actúan como freno al liberar los alambres.

ANCLAJES UNIFILARES FREYSSINET



CARACTERISTICAS DE ALAMBRES Y TORONES	DIAMETRO DE LOS ALAMBRES					
	Ø 3	Ø 4	Ø 5	Ø 7	Ø 8	Ø 12²
Sección (mm.²)	7,06	12,56	19,6	38,5	50,3	116,9
Peso (Kg./m. l.)	0,155	0,155	0,155	0,302	0,395	0,920
Rg. (Kg./mm.²)	175	175	176	170	162	139
Tg. (Kg./mm.²)	150	150	153	151	142	125
Esfuerzo correspondiente a Rg. (t.)	1,2	2,2	3,4	6,5	8,1	16,2
Esfuerzo correspondiente a Tg. (t.)	1,0	1,9	3,0	5,8	7,1	14,6

CARACTERISTICAS DE ANCLAJES

A	Hembra	Ø mm.	21	21	21	21	25	70
		H. mm.	22	22	22	22	25	30
	Macho	h. mm.	18	18	18	18	22	28
		n.	2	2	2	2	2	2
B	Placa de apoyo	$\sigma j \geq$ 280 Kg/cm.²	25 x 25 x 2	35 x 35 x 3	40 x 40 x 5	50 x 50 x 8	50 x 50 x 8	Sin placa
		$\sigma j \geq$ 220 Kg/cm.²	25 x 25 x 2	35 x 35 x 3	40 x 40 x 5	60 x 60 x 8	60 x 60 x 8	90 x 90 x 14
Penetración de anclaje			2	2	2	2	2	3

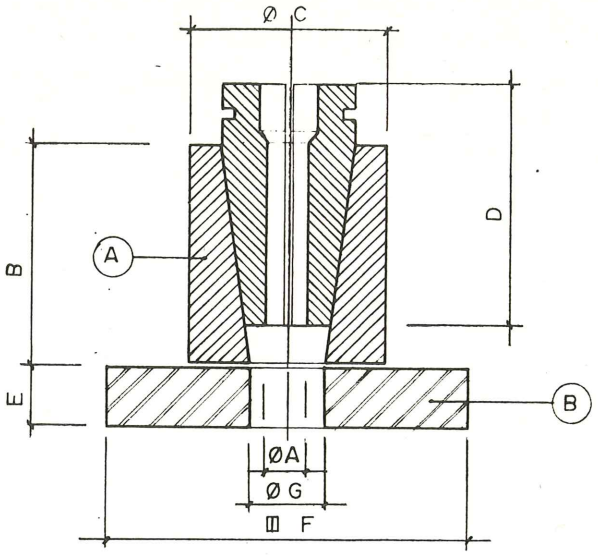
VAINA DE PLASTICO

Vaina (inyección con resina)..	11/15	11/15	11/15	11/15	11/15	15/20
Vaina (inyección con mortero).	12/16	14/18	14/18	15/20	15/20	22/28

ELEMENTOS DE TENSION

Gato	SC-1	SC-1	SC-1	SC-1	SC-1	SC-2
Bomba	P-2-P-5	P-2-P-5	P-2-P-5	P-2-P-5	P-2-P-5	P-2-P-5

ANCLAJES MONOTORONES FREYSSINET



CARACTERISTICAS DE ALAMBRES Y TORONES	DIAMETRO DE LOS ALAMBRES					
	5 mm. (3 x 2,5) mm.	8 mm. (5/16")	9 mm. (3/8)	11,1 mm. (7/16")	13 mm. (1/2")	15 mm. (0,6")
Sección (mm.²)	13,6	37,5	53,0	70,0	93	139
Peso (Kg./m. l.)	0,106	0,295	0,41	0,55	0,74	109
Rg. (Kg./mm.²)	201	187	187	178	185	180
Tg. (Kg./mm.²)	176	165	164	155	163	160
Esfuerzo correspondiente a Rg. (t.)	2,7	7,0	9,9	12,4	17,4	25,0
Esfuerzo correspondiente a Tg. (t.)	2,4	6,2	8,7	10,9	15,3	22,2

CARACTERISTICAS DE ANCLAJES

A	Hembra	Ø mm.	29	29	41	41	44	50
		H. mm.	35	35	45	45	50	60
	Macho	h. mm.	40	40	43	43	50	60
		n.	3	3	3	3	3	3
B	Placa de apoyo	σ j ≥ 280 Kg/cm.²	40 x 40 x 5	50 x 50 x 8	60 x 60 x 8	70 x 70 x 10	80 x 80 x 12	90 x 90 x 14
		σ j ≥ 220 Kg/cm.²	40 x 40 x 5	60 x 60 x 8	70 x 70 x 10	80 x 80 x 12	90 x 90 x 14	110 x 110 x 15
Penetración de anclaje			2 a 3	2 a 3	2 a 3	2 a 3	2 a 3	2 a 3

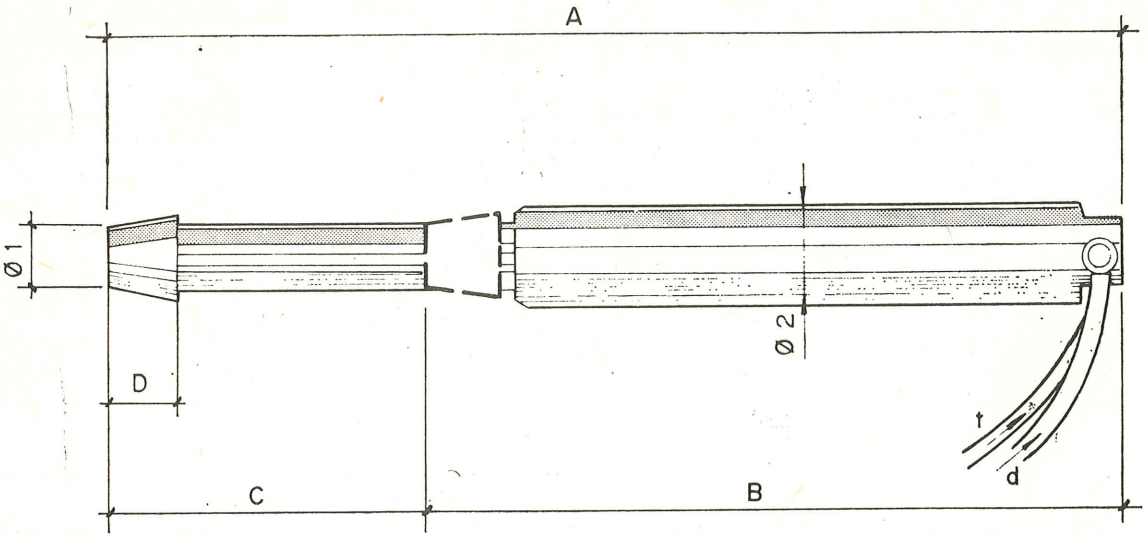
VAINA DE PLASTICO

Vaina (inyección con resina)..	11/15	11/15	11/15	14/18	17/22	17/22
Vaina (inyección con mortero).	14/18	15/20	17/22	22/28	22/28	22/28

ELEMENTOS DE TENSION

Gato	SC-1	SC-1	SC-1 SC-2	SC-2	SC-2	SC-2
Bomba	P-2-P-5	P-2-P-5	P-2-P-5	P-2-P-5	P-2-P-5	P-2-P-5

GATOS DE TENSION UNIFILARES Y MONOTORONES FREYSSINET



G A T O	SC-1	SC-2
Carrera C (mm.)	Hasta 1.000	Hasta 1.000
Peso (kg)	20 kg (Carrera 450)	38 kg (Carrera 300) 58 kg (Carrera 600)
Longitud cerrado B (mm.)	780	378,7 + Carrera
Diámetro máximo Ø 2 (mm.)	80	107
D (mm.)	90	110
Fuerza máxima (t.)	11	23
Sobrelongitud de hilo necesaria (mm.)	180	220
Bombas "stup" de gran presión	P-2 y P-5	P-2 y P-5

CONSIGNAS DE SEGURIDAD Y ENTRETENIMIENTO DEL MATERIAL

1.º Durante las operaciones de tensión y detensión nadie debe situarse detrás de las extremidades de los bancos, e incluso deben disponerse paneles de protección detrás de ellos.

2.º Debe controlarse muy bien el paso de todos los alambres en su extremidad y a lo largo de los desviadores situados en cabeza y cola de los bancos.

3.º La operación de detensión deberá evitarse al sobrepasar más de un 5 por 100 el esfuerzo total previsto en la tensión.

4.º Debe evitarse todo trabajo de soldadura en los bancos o en la proximidad de ellos.

5.º Los anclajes deberán protegerse de la humedad y de todo agente corrosivo.

6.º El cono hembra deberá ser engrasado con grasa grafitada.

7.º Se verificará que el montaje de clavetes sobre el alambre es correcto, sobre todo en lo que se refiere a centrado y alineación. Todo ello con objeto de obtener un mayor número de reempleos, cuyo control deberá realizarse sistemáticamente, y lo que es más importante, de incidentes que ocasionan pérdidas de tiempo cuando no accidentes corporales, cosa que reviste ya suma gravedad.

951 - 5 - 12

apoyo de forjados sobre viguetas metálicas

A. PUERTA

El renacimiento de los edificios de estructura metálica en nuestro país, a partir de hace unos pocos años, ha dado lugar a algunas particularidades constructivas que son dignas de comentario.

La antigua construcción de edificios de cierta altura, es decir, de más de 5 plantas, se resolvía hasta antes de la guerra, con estructura total metálica, aunque a veces la fachada principal y los muros de patios se resolvían con muros de fábrica de ladrillo; entre este elemento de rigidez, y cierta generosidad en el cálculo de secciones, los edificios quedan con una solidez y durabilidad suficiente.

Posteriormente a la guerra, la grave escasez de materiales obligó a restringir drásticamente el empleo del acero. Se publicó, incluso, un decreto sobre restricción del acero en la edificación.

Con esto se pasó oficial e industrialmente a la estructura de hormigón; al principio dio muchos problemas, por la escasez a su vez del cemento, por la falta de experiencia en dosificaciones adecuadas, había obras que se hacían sin hormigonera, el abuso en el aprovechamiento de encofrados, etc.

Por eso los constructores, recordaban con añoranza la época anterior, con aquellas estructuras rápidas y seguras de perfiles laminados.

Pero poco a poco se fue perfeccionando la técnica, se alcanzaron mayores ritmos de producción, la calidad era no sólo aceptable, sino que el edificio de hormigón superaba al metálico en rigidez, en durabilidad, en seguridad, en "tectónica" era indudablemente más inmueble que su antecesor.

Cuando de nuevo se dispuso otra vez, en abundancia, de acero, cuando métodos de cálculo más rigurosos y afinados permitieron disponer de nuevo de los materiales metálicos, se inició, como he dicho antes, un renacimiento de este tipo de estructuras, que competía muchas veces en precio y en posibilidades de financiación con el hormigón armado; indudablemente en edificios de muchas alturas en plantas bajas comerciales, el menor espacio de los pilares, supone una solución atractiva; y el pilar, es quizá, el elemento que esté en condiciones más desfavorables en comparación con el de hormigón.

Quizá el elemento que ha supuesto más variación de la antigua y la moderna estructura sea el forjado. Aquel forjado de viguetas doble T, que se calculaba por la regla de

tres, completado con bovedillas hechas con rasillas y manualmente, ha resultado prohibitivo desde el punto de vista económico, por su elevado consumo de acero.

En general la combinación hoy día más frecuente, cuando existen jácenas metálicas, sea la de un forjado de tipo cerámico o viguetas de hormigón pretensado, en sus múltiples presentaciones.

El apoyo y la unión de estos forjados en la estructura crea una serie de problemas, que va a ser el tema de nuestra charla.

Hay que pensar que al constructor que se ha acostumbrado a la mayor rigidez de una estructura de hormigón armado, le repugna ver la flexibilidad y esbeltez que observa y que produce cierto desasosiego estructural, al menos ópticamente.

Un aumento de esta rigidez se puede conseguir con los forjados, si efectivamente esta unión entre unos y otros elementos se proyecta y ejecuta correctamente.

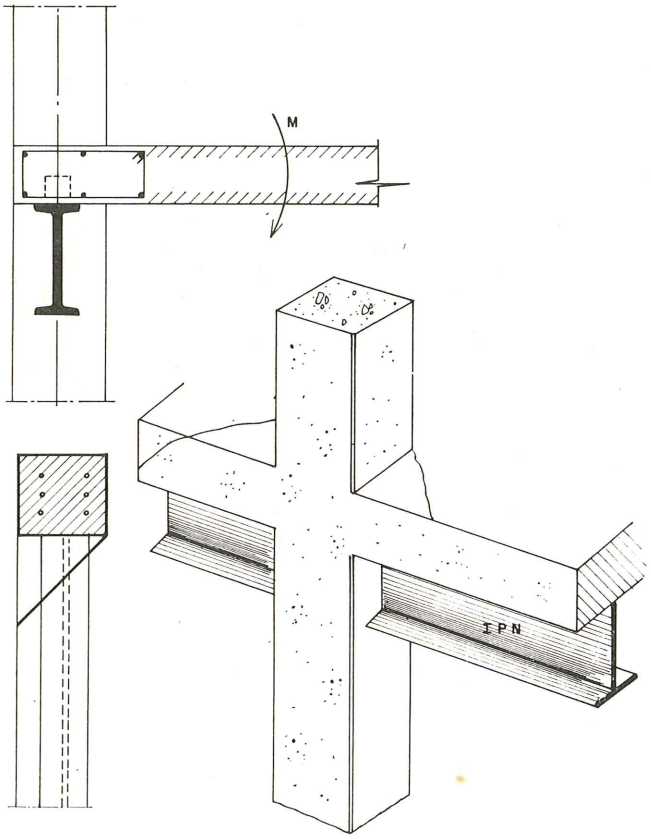


Figura 1.

Hay un tipo de estructura, en que la viga metálica actúa como elemento trabajando a tracción, y requiere una cabeza, de hormigón armado, de compresión que requiere un especial estudio. Se suelen llamar vigas mixtas.

Esta estructura que es muy adecuada en grandes vigas, en puentes, etc., se ha popularizado también en la edificación de viviendas, para conseguir el máximo afinamiento económico de la estructura; es como hallar la "segunda derivada" a veces con disposiciones tan rebuscadas, que hace dudosa su eficacia.

En especial la disposición y separación de los conectadores es asunto muy delicado y que puede dar lugar a disgustos si no se ha proyectado con cuidado y experimentado suficientemente. Con conectadores muy separados hay que tener en cuenta los fenómenos reológicos del hormigón, para garantizar que desde un principio entran a colaborar íntimamente las zonas de compresión y tracción. Son más adecuados los conectadores de tipo de redondo que los de perfiles laminados, que a veces dejan espacios difíciles de macizar adecuadamente. Una solución muy correcta, es la de poner elementos, lo bastante juntos, soldados a la misma obra, con unas máquinas, tipo Philips, especialmente diseñadas para este fin.

Otro defecto, muy corriente, es el que se produce en la viga de borde, al cargar sobre ella un forjado, sobre todo cuando éste es de mucha luz, produce un giro de la viga de borde, que al ser doble T tiene poca rigidez a la torsión, y que ocasiona unas grietas peligrosas en la unión con el soporte, aparte de producir otras grietas en los elementos de relleno o de tabiquería difíciles de enmascarar (fig. 1).

Sin entrar de lleno en el diseño de estos elementos estructurales, ya que aquí sólo hemos de analizar lo correspondiente a los forjados pretensados, sí hemos de comentar la luz de cálculo que a veces se toma en consideración. Como en general, las viguetas, sólo pueden suministrarse en la longitud libre existente entre los bordes de la T de la viga mixta, se suele tomar esta longitud de cálculo, cometiendo así un importante error, ya que la luz de cálculo debe medirse como siempre entre ejes de vigas, aunque naturalmente se puede deducir el momento negativo que se puede garantizar.

Pasemos a los casos normales de viga metálica resistente. En general hay dos casos fundamentales, el primero, en que el forjado ha de apoyarse sobre el ala superior de la viga; y el segundo, en que ha de absorberse parte de la viga, embebiéndola en el forjado (fig. 2).

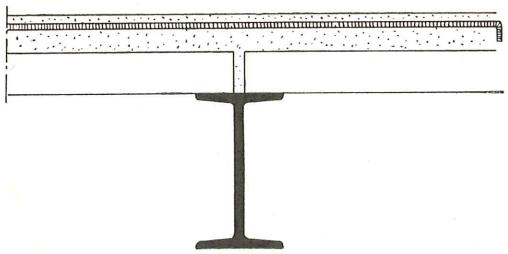


Figura 2.

La solución de apoyar las viguetas directamente sobre la mitad de la viga, para que las viguetas de muro y otro vano queden alineados, exije una precisión de medidas muy estrictas, lo que requiere a su vez mayores demoras, ya que a veces no se puede medir hasta no tener colocadas las jácenas. Esta disposición se suele emplear en el caso de viguetas auto-resistentes. Hay que verificar que la tensión de contacto no sea muy alta.

Más correcta es la disposición de la figura 3; la vigueta, en general semivigueta, provista de alambre o pelos salientes, descansa sobre unas sopandas, que permiten la formación de una cabeza de hormigón. Es conveniente que en el ala superior se haya soldado previamente una varilla en forma de ondas o cualquier otro dispositivo. Siempre, como vemos debe existir un hierro de enlace, que una los dos tramos, que elimine las fisuras superiores, disminuya notablemente las flechas y solidarice el conjunto.

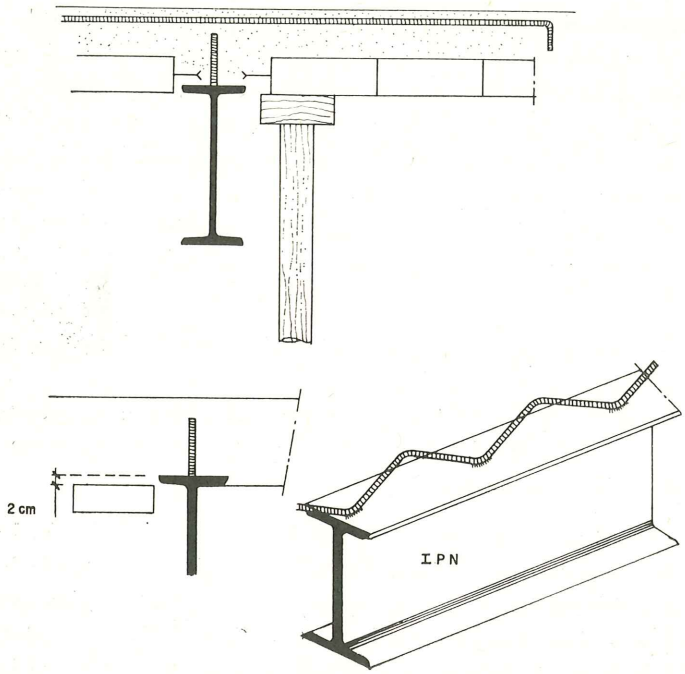
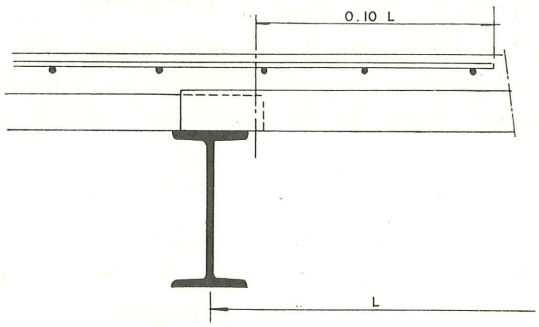


Figura 3.



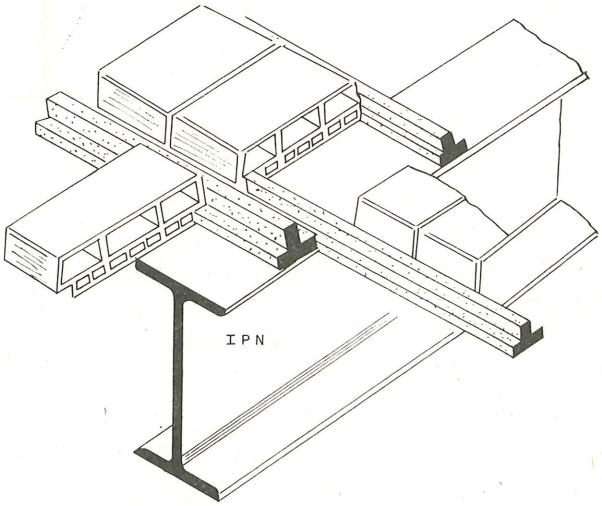
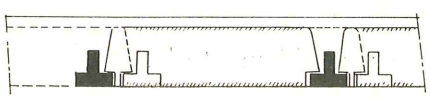


Figura 4.



En los vanos extremos, se deben extremar estas precauciones.

Cuando por tratarse de semiviguetas cortadas con discos, o en que, por otra causa, no se cuente con hierros o pelos salientes, las viguetas se solaparán y contrapearán sobre la jácena.

Como en este caso al no quedar las viguetas alineadas, es muy difícil colocar negativos, que nunca deben de eliminarse, se sustituye esto por una tira de mallazo. Análogamente se resuelven los bordes extremos (fig. 4).

Creo que no queda más que añadir en cuanto a los forjados colocados sobre la jácena.

En los casos de jácena embebida, es siempre necesario el auxilio de sopandas; sobre el ala superior deben quedar como mínimo 4 cm para permitir el paso de los negativos. Las vigas deben llevar unos hierros denominados perchas, que quedan anclados en las zonas macizas de forjado adyacente a la viga (fig. 5).

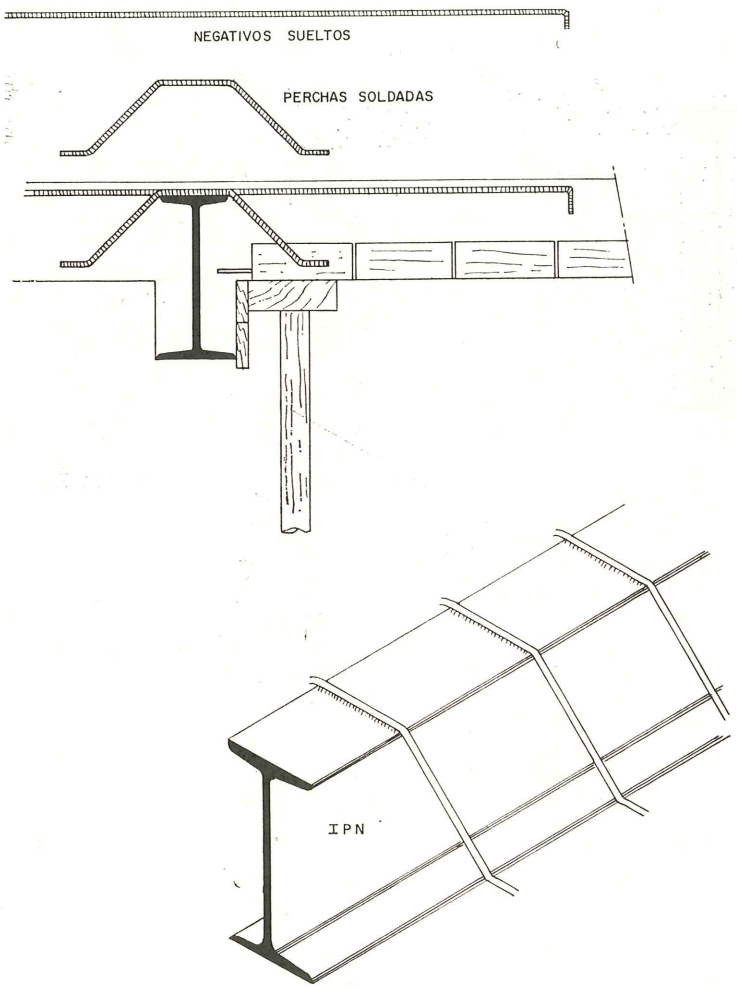


Figura 5.

En el caso de viga extrema, la disposición la detallamos en la figura 6.

En los casos de gran canto, se utiliza una disposición como la que se ve en la figura 7, que tiene la ventaja de dejar la viga resguardada y protegida del fuego en su gran parte.

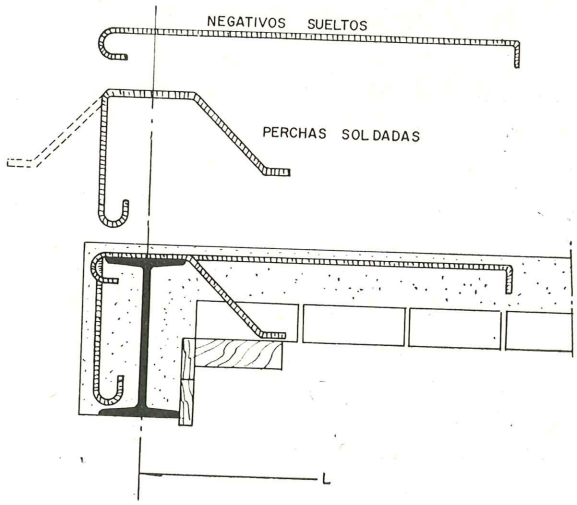


Figura 6.

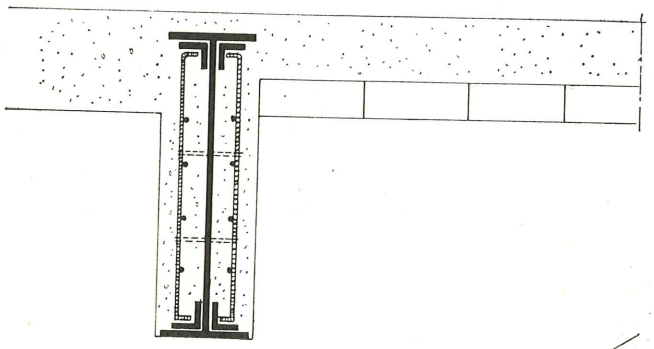
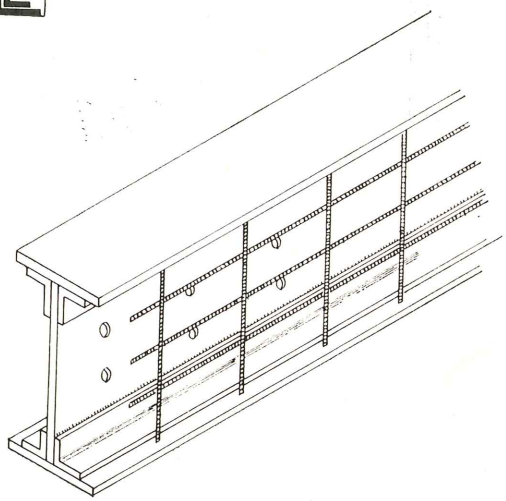


Figura 7.



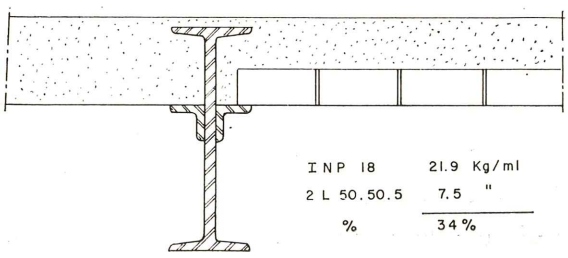


Figura 8.

Conviene, si es posible perforar en algunos sitios el alma de la viga, con lo que se pueden pasar unos redondos que unan las cuadrículas de las dos caras, y que además valgan para sujetar el encofrado.

Una disposición que a veces propone el industrial de la estructura metálica, es la de colocar un angular lateral soldado al alma de la jácena, que si bien supone cierta comodidad, requiere mayor exactitud de medidas en el suministro de viguetas. Por su posición el angular colabora poco o nada en la resistencia de la jácena. Tiene la ventaja de poder eliminar el encofrado lateral (fig. 8).

A veces cuando se quiera garantizar el apoyo de una manera absoluta se recurre al apoyo de la figura 9, en que se deben colocar las perchas soldadas y disponer de un redondo corrido, por debajo del apoyo de las viguetas.

Para viga de borde hay una solución análoga que también se ve en la figura 9.

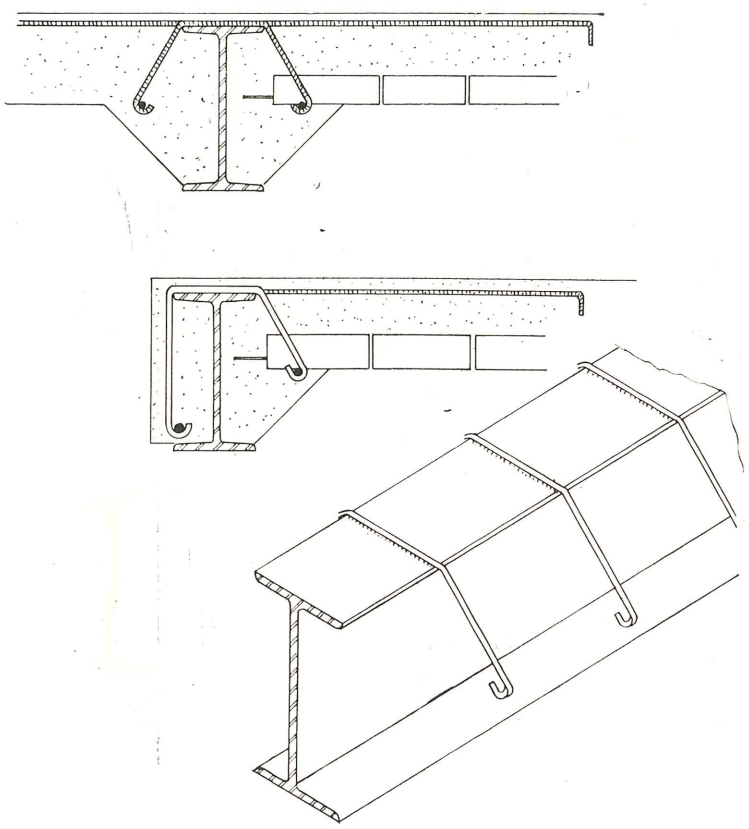


Figura 9.

Cuando se trate de un forjado para terrazas o cubiertas, se pueden apoyar las viguetas sobre el ala inferior, aunque esto dificulta la continuidad que se consigue, bien soldando barras, o bien taladrando el alma a la altura de los negativos (fig. 10).

Cuando la jácena esté constituida por dos perfiles, se ha de procurar siempre macizar con hormigón el espacio interior, para evitar la deformación del alma, y, por tanto, un giro excesivo del forjado (fig. 11).

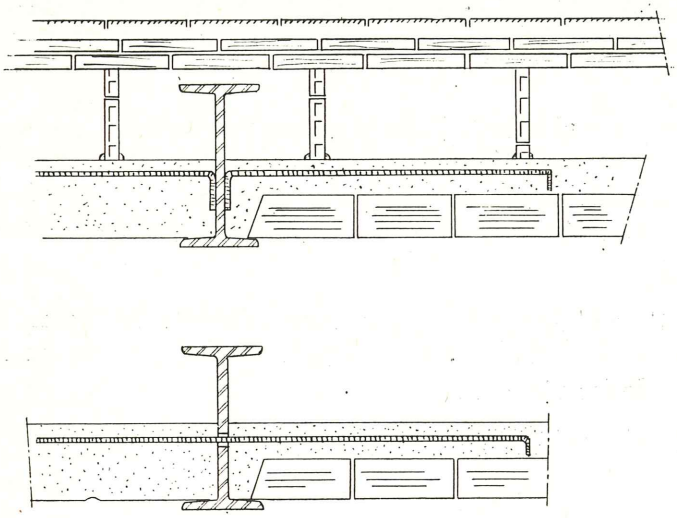


Figura 10.

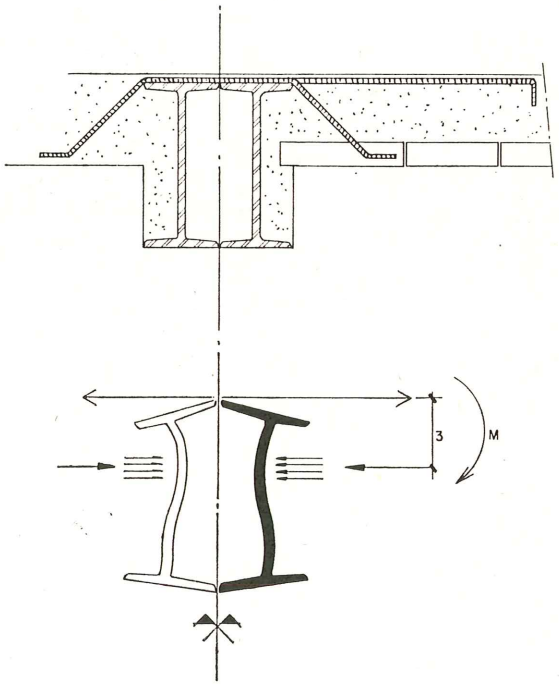


Figura 11.

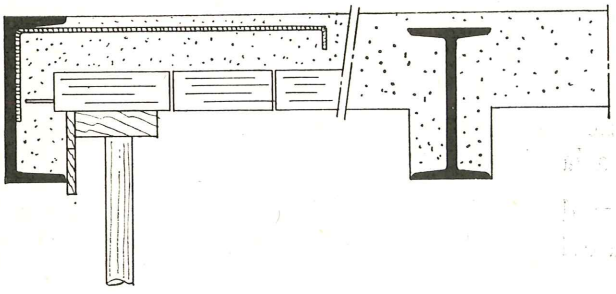


Figura 12.

A veces, por exigencia de la arquitectura, en el borde la jácena se resuelve con una U en vez de doble T; conviene tener en cuenta esta circunstancia y darle a la U mayor altura para resolverla correctamente (fig. 12).

Cuando se cambie la dirección del forjado, conviene colocar un negativo que pase al forjado contiguo (fig. 13).

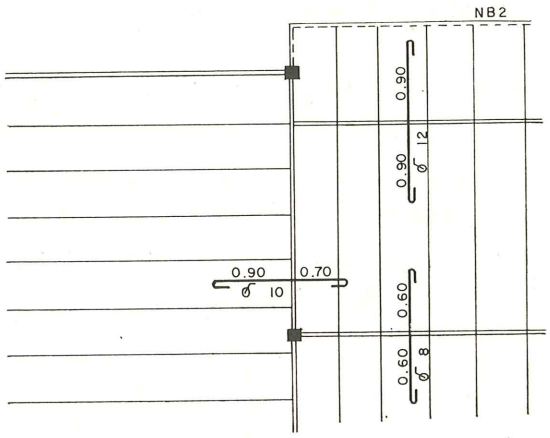


Figura 13.

La resistencia de los constructores al empleo de encofrados, impone a veces soluciones arriesgadas. Este es el caso de voladizos, en que en vez de embeber la jácena, se apoya sobre la misma, y se hace de una sola pieza. Aparte del riesgo de transporte y montaje de una vigueta o semivigueta de longitud muy superior a la luz de cálculo, hay que te-

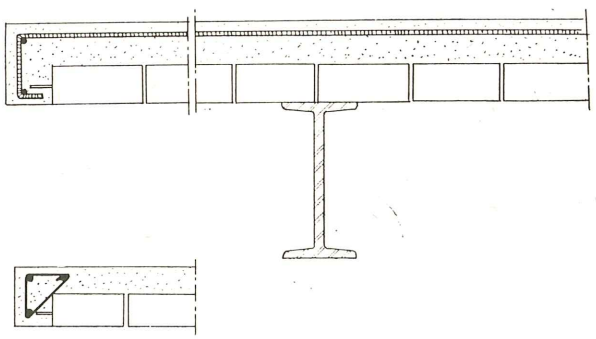


Figura 14.

ner en cuenta el régimen de tensiones a que la vigueta se encuentra sometida ya por el pretensado, si a esto se le une la presión de contacto sobre la jácena, vemos que hay que tener mucho cuidado en estos casos.

En todo caso, las viguetas deben quedar unidas en el borde libre del voladizo, por medio de un zuncho o nervio transversal.

En resumen, podemos decir que a las estructuras metálicas conviene darles la mayor rigidez, lo que se puede conseguir con una colocación correcta de los forjados.

— Que siempre deben existir hierros negativos o "chopeaux", que atan unos forjados con otros y que mejoran en todo caso las flechas.

— Que deben existir hierros soldados en forma de ondas, perchas, etc., para solidarizar el forjado a la estructura. Es económico el traer los hierros soldados del taller.

— Que es conveniente macizar al menos los laterales de las jácenas, para mejorar su resistencia al fuego.

— Que aunque el afán de eliminar sopandas y mano de obra de carpintero es muy razonable, no nos debe conducir a soluciones de vuelo de mala ejecución.

— Que siempre es más constructiva una solución embebiendo la viga, que la de apoyada sobre ella, además de reducir la altura libre bajo las jácenas.

591 - 5 - 13

aplicaciones del pretensado en edificación

J. B. RIPOLL

La historia del hormigón pretensado, es sobradamente conocida de los técnicos españoles, y su crecimiento en España ha sido prácticamente explosivo en los últimos años.

Existe, sin embargo, una especialidad que se ha quedado atrás sin una razón clara que lo justifique, y esto no sólo en España sino en toda Europa, nos referimos al pretensado de edificios.

Hace unos días, leía yo en un periódico lo siguiente:

"En los próximos veinticinco años se construirá tanto como en los últimos dos mil."

"El crecimiento demográfico, la elevación del nivel de vida y la emigración del campo a la ciudad, hacen hoy de la vivienda social, como de la salud y la educación un problema de urgente solución", reproduce el influyente matutino "Clarín", de Buenos Aires, en un reportaje sobre el destacado arquitecto Rafael Leoz de la Fuente, calificado por el diario como una de las figuras más importantes del transcendental encuentro mundial de arquitectos.

Entre otros conceptos, el arquitecto español, advirtió durante el reportaje, que por los procedimientos de tipo artesanal que se han empleado hasta ahora no se podrán cumplir los programas que se nos presentan en forma abrumadora.

"Las últimas cifras de la UNESCO —explicó— dicen que en las grandes ciudades, en los próximos veinticinco años, habrá que construir tanto como se ha construido en los últimos dos mil años. Tendremos que apelar, pues, a los medios que proporcionan la técnica moderna y la gran industria, tratando de evitar los peligros consiguientes de caer en la deshumanización y la monotonía."

Han llegado a mis manos unas estadísticas sobre la construcción de forjados y placas postesadas en los Estados Unidos, y son las siguientes:

M.² DE FORJADOS POSTESADOS "IN SITU" CONSTRUIDOS EN EE. UU.

Año	m.²
1953	7.000
1963	1.000.000
1965	2.000.000
1969 (previstos)	10.000.000

Figura 1.

oscilando los proyectos entre 10 m² y 200.000 m².

El crecimiento, como se ve, es de tipo exponencial y se calcula que a final del presente año, se rebasará la cifra de 10.000.000 m².

He ahí, pues, un sugestivo campo de actuación del postesado, y que parece tener un futuro claro para los próximos años.

Los cables a utilizar en la edificación postesada pueden ser inyectados o no.

En América, se han popularizado mucho los cables sin inyectar, que, protegiéndolos adecuadamente no presentan peligro de corrosión y son muy económicos. Los cables, deben ser continuos, pues el multiplicar los anclajes, los encarece y por consiguiente se aconsejan las estructuras hiperestáticas.

Hoy, sin embargo, el hormigón armado, es una técnica usual, y el salirse de ello rompiendo, no diré viejos moldes, pero sí moldes conocidos, supone una inercia difícil de vencer, y ese es uno de los obstáculos con que se tropieza al intentar introducir el pretensado de edificios.

Yo quisiera romper hoy una lanza en favor del postesado, y hacerle un sitio junto al hormigón armado en las estructuras de edificios, sembrando en los proyectistas y constructores, al menos la inquietud, de que el postesar una cubierta, un forjado o un edificio, puede ser económico y aconsejable en muchas ocasiones.

Las aplicaciones más usuales del postesado en la edificación son:

1.º Los forjados, macizos y reticulares.
2.º Las vigas continuas y jácenas.
3.º Las cubiertas y en general todas las estructuras en que interesen cargas importantes o grandes vanos.

BASES DE CALCULO

El concepto que a nuestro juicio simplifica el cálculo de estructuras pretensadas es elemental.

Ha sido divulgado por Lin en América y han trabajado en él prestigiosos ingenieros como Kulka, Scordelis, Koons, Atkins, Pister, Itaya, Rice, etc.

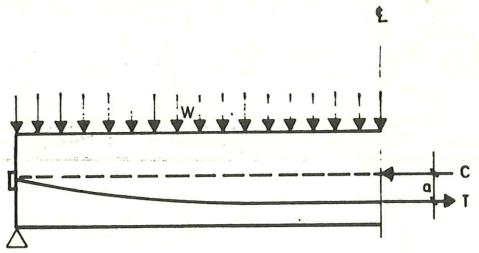
Las ideas fundamentales se basan en dos conceptos distintos del hormigón pretensado, diferentes a su vez al inicial concepto de Freyssinet, que define al hormigón pretensado como un material que se hace elástico por efecto de la pre-compresión.

La idea del hormigón pretensado como material elástico, llevó de la mano a no admitir tracciones para mantener su elasticidad y se basa en la fórmula conocida:

$$\sigma = \frac{T}{A} \pm \frac{T_e}{Z} \mp \frac{M}{Z}$$

Si consideramos a la viga pretensada como una combinación de dos materiales esencialmente distintos, acero y hormigón, uno que resiste tracciones y el otro compresiones, y que ambos trabajan con independencia, tendremos una idea muy similar a la del hormigón armado.

Se llama, según esta teoría, línea $c\,g\,c$ a la línea de acción de las compresiones y también línea C, y $c\,g\,t$ a la de las tracciones, o bien línea T.



$\frac{W l^2}{8} = Ta.$

Figura 2.

El resultado a que se llega con este concepto, si se establece el equilibrio de las fuerzas en la figura 2 es igual que si se aplica la fórmula clásica.

En hormigón armado el brazo a es constante y al variar w varían los valores C y T.

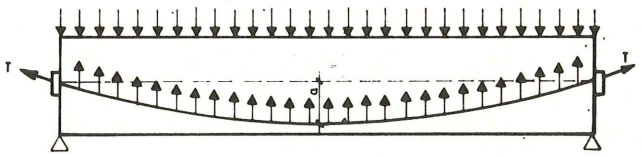
En hormigón pretensado T es constante y, por tanto, C, lo que varía es a con w.

C, define por su posición las fatigas en la sección y siempre que actúe fuera del núcleo central se producirán tracciones.

Al disminuir w, el valor disminuye y para $w = 0$ (si se prescinde del peso propio la línea C coincide con la línea T).

En estructuras hiperéstaticas, el concepto de las líneas $c\,g\,c$ y $c\,g\,t$ se amplía fácilmente, y ambas líneas adoptan momentos positivos y negativos.

Un tercer concepto para definir el hormigón pretensado, es el llamado de los esfuerzos equilibrados.



$W = \frac{8 Fa}{L^2}$

Figura 3.

En esencia, este concepto es la misma teoría de los puentes colgantes o de líneas eléctricas.

La carga uniformemente repartida w está en equilibrio con las dos fuerzas tangenciales T según la fórmula:

$$W = \frac{8\ Fa}{L^2}$$

es decir, que de acuerdo con este concepto, puede sustituirse el efecto que produce un cable pretensado por una carga uniformemente repartida sobre la viga, siendo esta carga calculable por la fórmula anterior.

Si se trata de una viga de varios tramos con un cable ideal como el de la fig. 4 será fácil calcular las cargas equivalentes w en cada tramo que producen en la viga el mismo efecto que el cable pretensado.

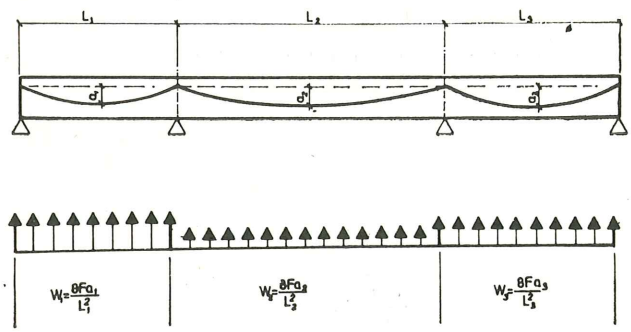


Figura 4.

Los momentos y tensiones producidos por estas cargas, se calculan y distribuyen igual que las sobrecargas normales, por el método de Cross, y con ello el cálculo de los efectos de un cable continuo en una viga se reduce al de un estado de cargas. Para un estudio más exahustivo de los conceptos anteriores, nos remitimos a la obra "Puentes de Hormigón Pretensado", de Fernández Casado.

METODO DE LOS ESFUERZOS EQUILIBRADOS

El método consiste en equilibrar, partiendo del tercer concepto antes definido el peso propio y una parte de las sobrecargas que actúan en una viga continua con un cable pretensado, lo cual es sumamente sencillo utilizando lo anterior y el concepto de transformación lineal dado por Guyón.

Si las cargas equilibradas, son, por ejemplo, el peso propio, más un 20 por 100 de la sobrecarga.

$$pp + 0{,}20\ S$$

la viga quedará sometida a una compresión simple bajo la acción conjunta del cable y las cargas $pp + 0{,}20\ S$ (ver fig. 5).

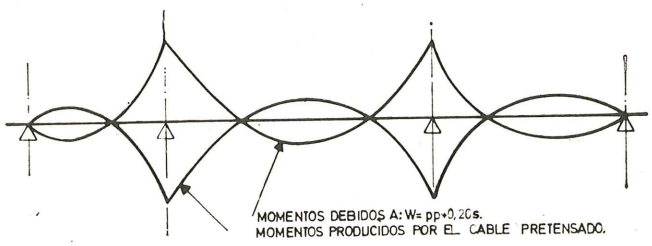


Figura 5.

Al actuar la totalidad de la sobrecarga, la viga trabajará sometida a su compresión simple que le produce el estado anterior más las flexiones que le pueda ocasionar la sobrecarga 0,80 S.

Del mismo modo si se suprime la sobrecarga, la viga trabajará sometida a su compresión simple y a una sobrecarga de 0,20 S.

El cálculo es ahora igual al del hormigón armado, se puede admitir tracciones como en éste absorberlas con armaduras convencionales y calcular con suma facilidad una estructura continua.

CONSIDERACIONES ECONOMICAS

La ventaja en utilizar económicamente el hormigón pretensado, estriba en tres condiciones, que son:

1.ª Utilizar cables de gran longitud en elementos hiperestáticos.

2.ª Utilización conjunta de cables tesados y cables o armaduras sin tesar (partial prestressing) admitiendo tracciones en el hormigón.

3.ª Utilizar cables sin inyectar protegidos contra la oxidación.

Una dificultad que presenta el pretensado suele ser que si se calcula para carga total y en este estado no se admiten tracciones, las compresiones en vacío resultan excesivas y producen contraflechas inadmisibles.

En realidad, no es preciso someter al hormigón a unas condiciones tan duras. Pueden admitirse tracciones en el hormigón.

Los esfuerzos de tracción absorberán con armaduras normales sin tesar, que en rotura trabajarán en condiciones muy similares a las tesadas, pero no tendrán compresiones fuertes en servicio.

Abeles, ha realizado estudios sobre esta cuestión y nos remitimos a sus artículos que definen su conocida teoría de pretensado parcial.

Creemos que la combinación de cables o redondos sin tesar con cables pretensados es una solución óptima, segura en la fisuración y económica desde el punto de vista constructivo.

El acero no tesado actúa de refuerzo bajo cargas de servicio.

Al producirse la fisuración, actúa como la armadura dulce y reparte las fisuras, empieza entonces a trabajar y al producirse la rotura, que es donde realmente debe trabajar, lo hace casi en las mismas condiciones del acero tesado o un 10 por 100 menos, lo cual es de poca importancia.

El criterio que se sigue es calcular la armadura tesada admitiendo tracciones. Las máximas tracciones admisibles se fijan por diversas fórmulas en las instrucciones de los distintos países.

El prisma de tracciones, que no absorbe el pretensado, siempre que quede por debajo de lo admisible se absorbe con armaduras convencionales o cables no tesados.

Finalmente, citaremos el último factor de la economía que consiste en utilizar cables no inyectados, protegiéndolos adecuadamente contra la oxidación.

Hemos visto ya cómo puede aplicarse económicamente el pretensado a la edificación, ahora sólo nos queda poner en marcha este arma importante de economía a nuestro alcance.

Quiero terminar mostrándoles a ustedes unas figuras de las nuevas técnicas a que nos hemos referido.

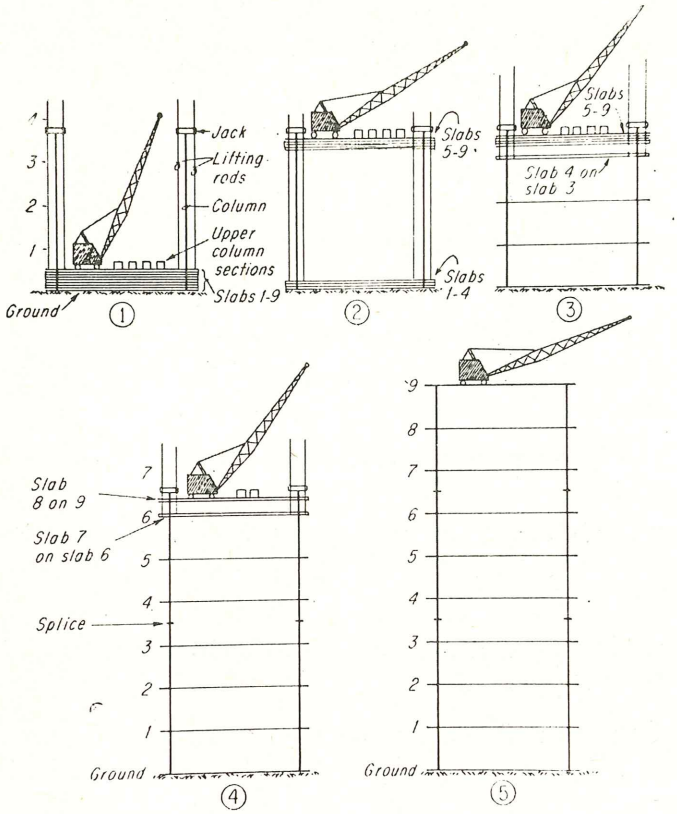


Figura 6.

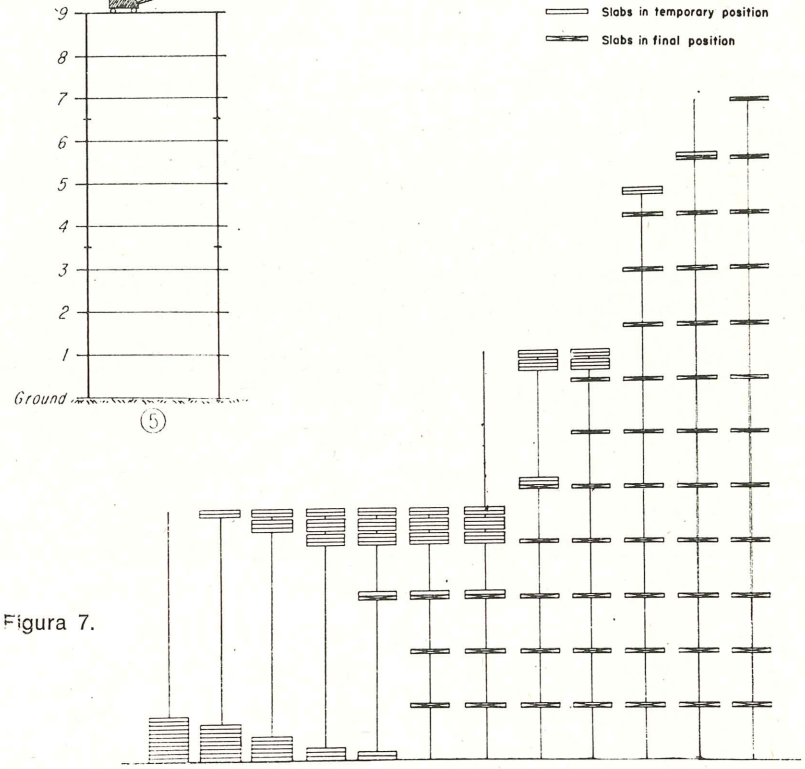


Figura 7.

LIFT-SLAB

El método Lift-Slab se puede usar para elevar cualquier tipo de estructuras cúpulas, metálicas, etc.

La mayor aplicación la ha tenido, sin embargo, para la construcción de edificios de planta múltiple.

Lo más normal es la losa maciza, que se hormigonan unas encima de otras con sólo una pintura de un desencofrante especial.

El uso de papel, como elemento separador, no es aconsejable, pues produce arrugas y dan un aspecto feo a la superficie en contacto.

GATOS

La elevación tiene el problema de que se debe hacer de tal modo que no se den flexiones a la losa.

Ello exige una precisión muy grande a los gatos de elevación que se colocan en las cabezas de los pilares.

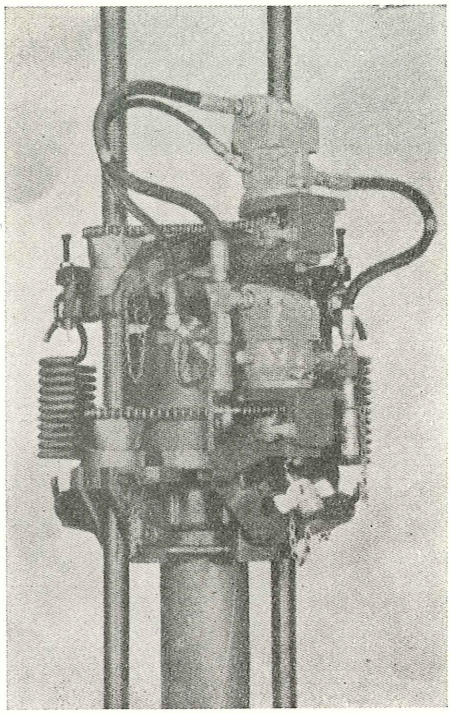


Figura 8.

Siendo los gatos de igual potencia, debe procurarse que las cargas soportadas por los gatos sean iguales o semejantes, pero además, por unas roscas de ajuste se garantiza en todo momento que la placa queda sometida a una traslación paralela.

COLLARINES

El elemento esencial en la Lift-Slab es el collarín, a través del cual se desliza el pilar dentro de la placa y sirve después para solidarizar ambos.

El collarín será diferente si se exige empotramiento entre losa y pilar o no. También exigen un diseño especial los collarines si van al borde de la losa, lo cual siempre que se pueda debe evitarse.

El pretensado en losas es ventajoso, pues, les da mayor flexibilidad que si son armados simplemente.

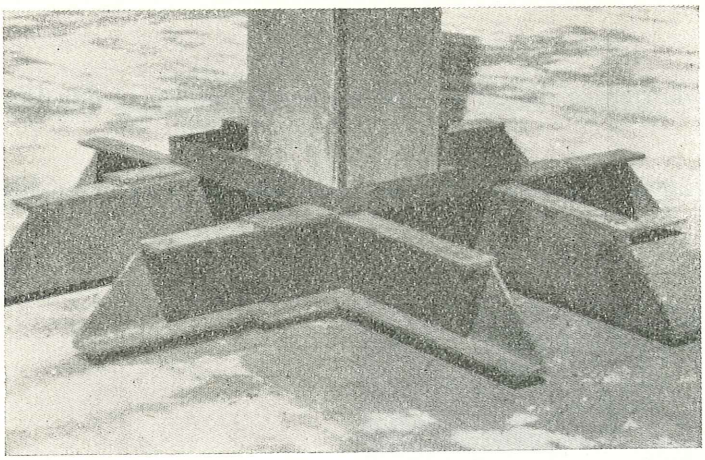


Figura 9.

Figura 10.

COLLARS & CONNECTORS

8 TYPES OF COLLARS

Series No.	General Description	Cost Considerations: Total Pattern or Setup Costs	Cost Considerations: Unit Cost -- Shop Labor and Material	Cost Considerations: Unit Cost -- Field Labor and Material	Ease of Fire-Proofing	Equivalent Capital -- Size "C" Value	Remarks
100	Angle Fabrication	Very Low	Low	Low	Fair to Poor	Limited	For use with light loads.
200	Channel & Bent Plate	Low	Average	Low	Good	Good	Most commonly used.
300	Extended Channel & Bent Plate	Low	High	Low	Good	Excellent	Commonly used for high shear and bending.
400	Cast Plate	High	Medium	Low	Poor	Good	Economical in large quantities.
500	Cast Tension Ring	High	Medium	High	Medium	Medium	Good for continuity but has high weight to load ration
600	Cast Thin-shell	Very High	High	Medium	Good	Good	Permits internal connector.

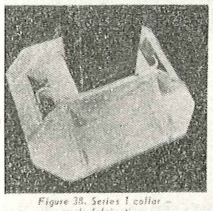


Figure 38. Series 1 collar – angle fabrication.

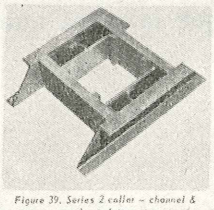


Figure 39. Series 2 collar – channel & bent plate.

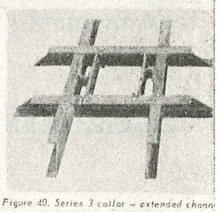


Figure 40. Series 3 collar – extended chann & bent plate.

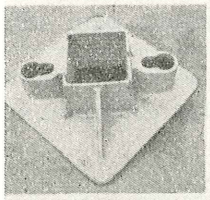


Figure 41. Series 4 collar – cast plate.

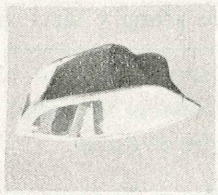


Figure 42. Series 5 collar – cast tension ring.

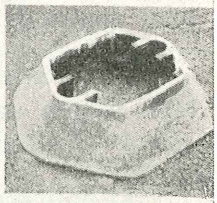


Figure 43. Series 6 collar – cast thin shell

OBRAS

En las figuras 11, 12, 13 y 14, de obras realizadas, puede verse el proceso.

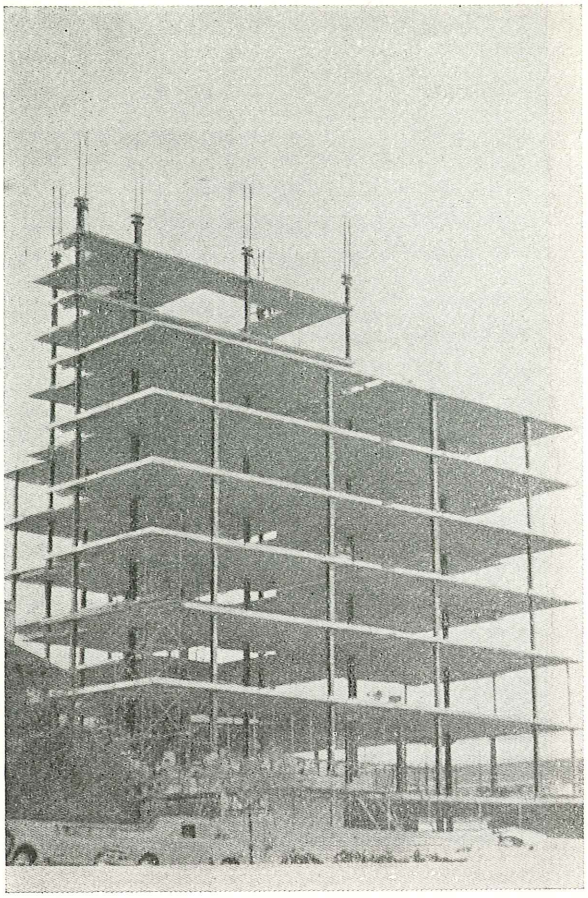


Figura 11

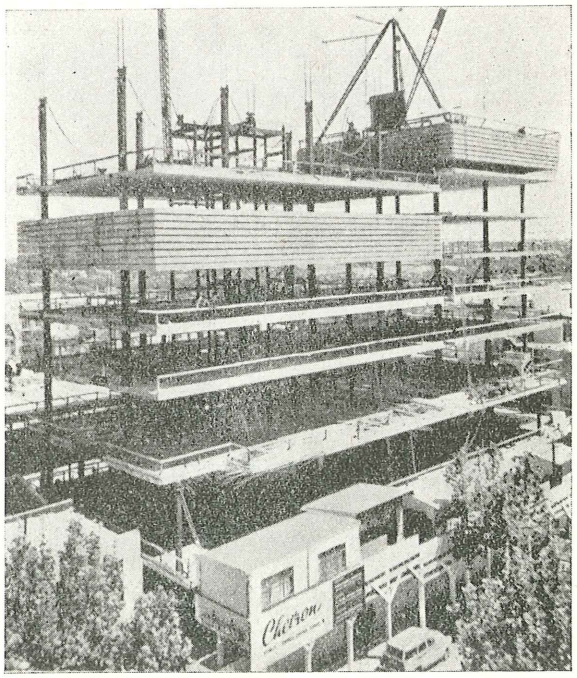


Figura 12.

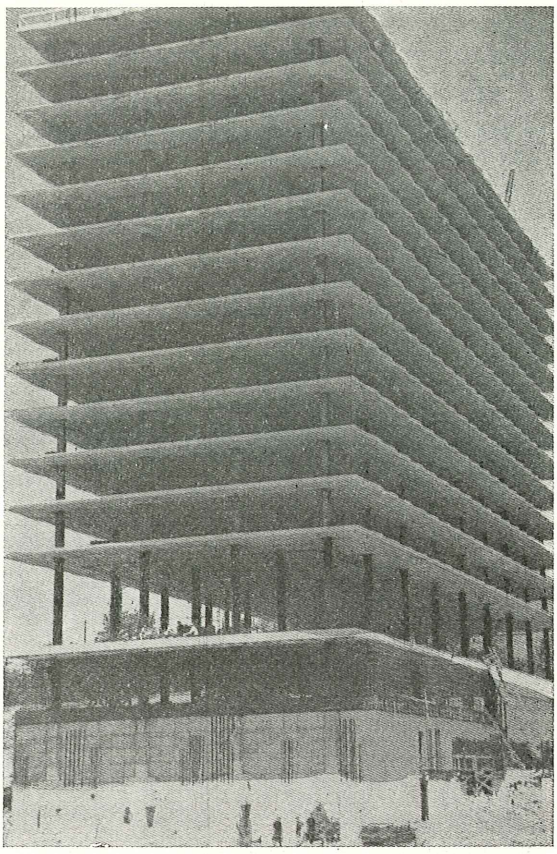


Figura 13.

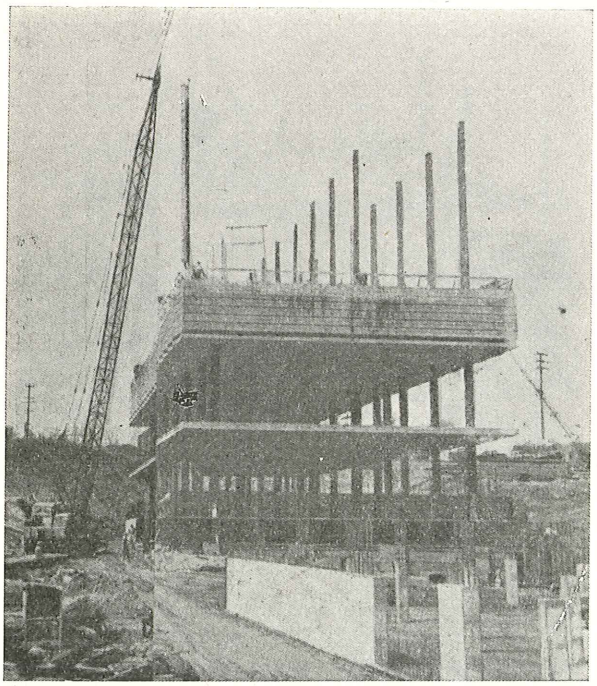


Figura 14.

el forjado Spiroll

R. ROMERO

Se trata de un forjado empleado en España desde 1967, de origen canadiense tres o cuatro años anterior, y que ha comenzado a emplearse con gran éxito en Estados Unidos y varios países europeos.

Es un forjado simplemente apoyado. Las placas que lo constituyen son fabricadas en anchuras de 0,597 m o de 1,197 m, para una modulación en múltiplos de 0,60 m. El canto de las mismas varía de 5 en 5 cm, siendo los más usuales y casi los únicos empleados los de 0,15-0,20-0,25-0,30. El aligeramiento en la sección de las placas es de cerca del 50 por 100 (fig. 1).

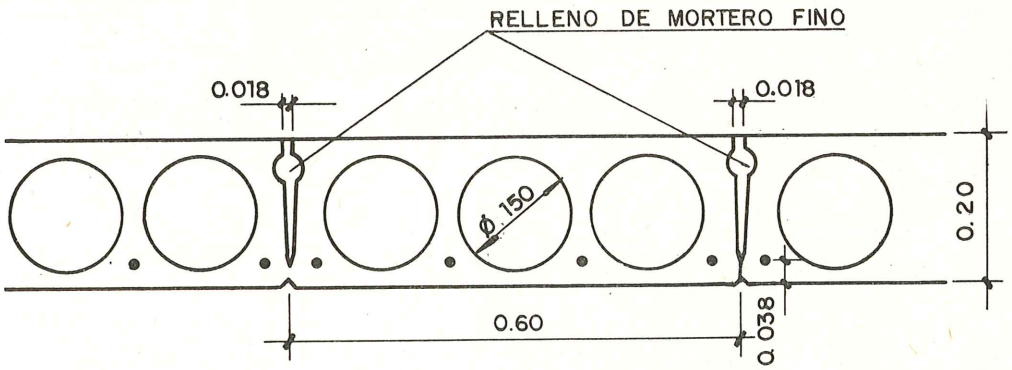


Figura 1.

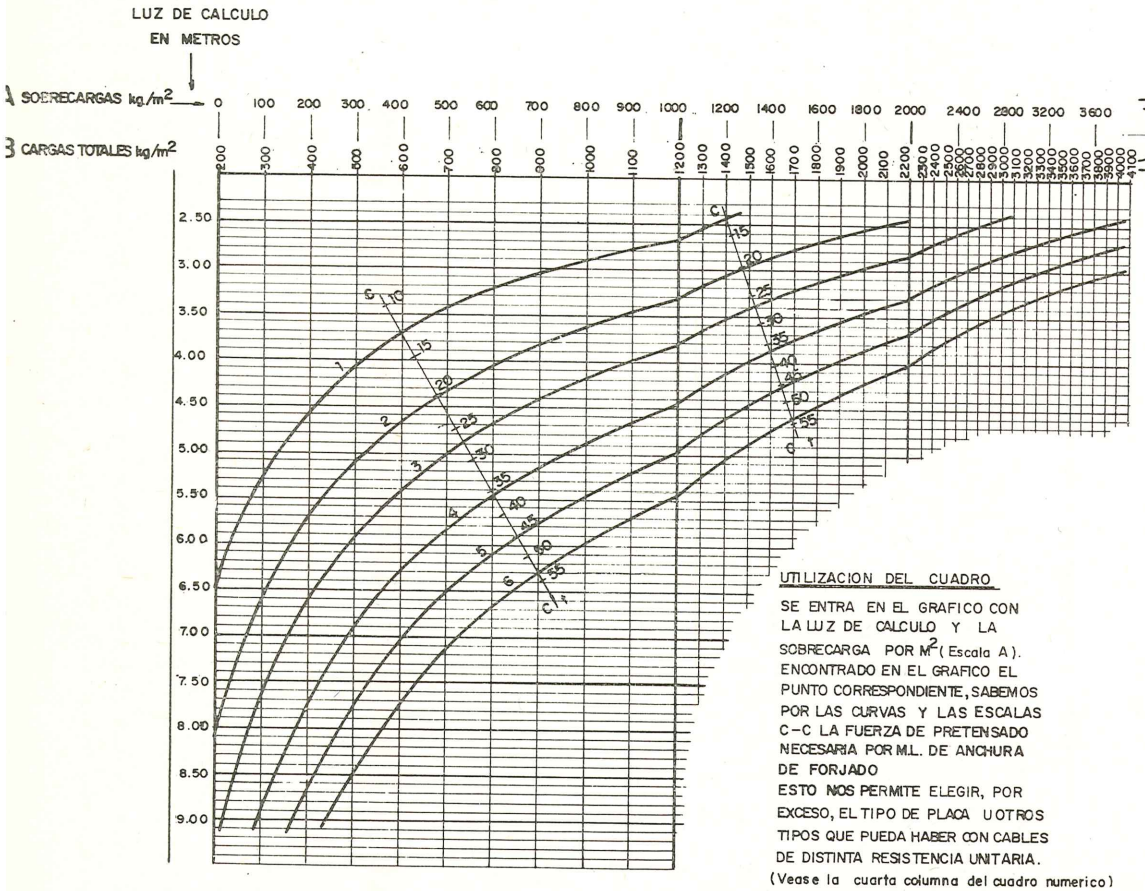
El material es hormigón pretensado, y las losas se fabrican en largas bancadas (140-180 m) por el procedimiento de extrusión, por medio de una máquina especial que lamina la sección con una fuerte vibración y avanza por la reacción del mismo hormigón que fuertemente se va compactando. La mezcla tiene una relación agua-cemento de solamente y exactamente 0,27. El hormigón queda de una gran calidad (fig. 2).

Las placas sometidas en sus 170 m a un proceso de curado al vapor, se cortan des-

FORJADOS SPIROLL

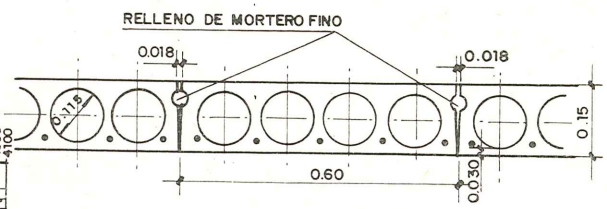
APOYADOS, DE 0.15 DE CANTO, CON PLACAS JUNTAS DE 0.15 x 0.60 { 0.0808 m^3 DE HORMIGON POR m^2 (INCLUIDAS LAS CUÑAS DE RELLENO) ; PESO PROPIO = 202 kg./m^2

CARACTERISTICAS RESISTENTES – DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA DE PRETENSADO



UTILIZACION DEL CUADRO

SE ENTRA EN EL GRAFICO CON LA LUZ DE CALCULO Y LA SOBRECARGA POR M^2 (Escala A). ENCONTRADO EN EL GRAFICO EL PUNTO CORRESPONDIENTE, SABEMOS POR LAS CURVAS Y LAS ESCALAS C–C LA FUERZA DE PRETENSADO NECESARIA POR M.L. DE ANCHURA DE FORJADO ESTO NOS PERMITE ELEGIR, POR EXCESO, EL TIPO DE PLACA U OTROS TIPOS QUE PUEDA HABER CON CABLES DE DISTINTA RESISTENCIA UNITARIA.
(Vease la cuarta columna del cuadro numerico)



CARACTERISTICAS DE LOS CABLES DE PRETENSADO

ø mm	ø	carga de rotura kg	kg. trabajo asignado a cada cable 57.5 % de la rotura
6.35	1/4"	4536	2608
7.94	5/16"	70.30	4042
9.52	3/8"	9530	5480
11.1	7/16"	12780	7302

CURVA Nº	TIPO DE LA PLACA	CABLES EN CADA PLACA DE 0.60 M.	FORJADO COMPLETO POR m l. DE ANCHURA (Placas mas cuñas de relleno) $\frac{Sr^2}{8}$ Fuerza de pretensado (Kg)	Momento flector de trabajo (m.Kg)	TENSIONES EXTREMAS DEL HORMIGON Fibra superior Kg/cm²	Fibra inferior Kg/cm²	Esfuerzo cortante maximo adm. (Kg)
1	15 S 3.4	3 ø 4/16"	13060	1067	33.0	0	3183
	15 S $\frac{2.4}{1.5}$	2ø4/16"+1ø5/16"	15430	1263	39.2	0	3367
	15 S 4.4	4 ø 4/16"	17387	1423	44.1	0	3507
2	15 S 3.5	3ø 5/16"	20210	1653	51.2	0	3683
	15 S 5.4	5ø4/16"	21733	1783	55.2	0	3792
	15 S $\frac{4.4}{1.5}$	4ø4/16"+1ø5/16"	24123	1977	61.2	0	3925
3	15 S 4.5	4ø 5/16"	26947	2208	68.4	0	4108
	15 S 3.6	3ø 6/16"	27400	2247	69.6	0	4133
	15 S 5.5	5ø 5/16"	33683	2760	85.5	0	4492
4	15 S 4.6	4ø 6/16"	36533	2995	92.7	0	4625
	15 S $\frac{2.5}{3.6}$	2ø5/16"+3ø6/16"	40873	3355	1039	0	4863
5	15 S 5.6	5ø6/16"	45667	3750	116.3	0	5083
	15 S $\frac{3.6}{2.7}$	3ø6/16"+2ø7/16"	51740	4247	131.6	0	5380
	15 S 8.5	8ø5/16"	53893	4422	137.0	0	5447
6	15 S $\frac{2.6}{3.7}$	2ø6/16"+3ø7/16"	54777	4497	139.2	0	5[illegible]

NOTA 1º LA LUZ MAXIMA RECOMENDADA ES DE 40 x 0.15 = 6 METROS. PARA LUCES MAYORES SE DEBERAN TENER EN CUENTA LAS FLECHAS DEL VANO

NOTA 2º CUANDO SE EXIJAN MAYORES CARACTERISTICAS RESISTENTES SE UTILIZARAN OTROS CUADROS EN LOS QUE SE CONSIDERA UNA CAPA DE COMPRESION HORMIGONADA "IN SITU" SOBRE EL FORJADO.

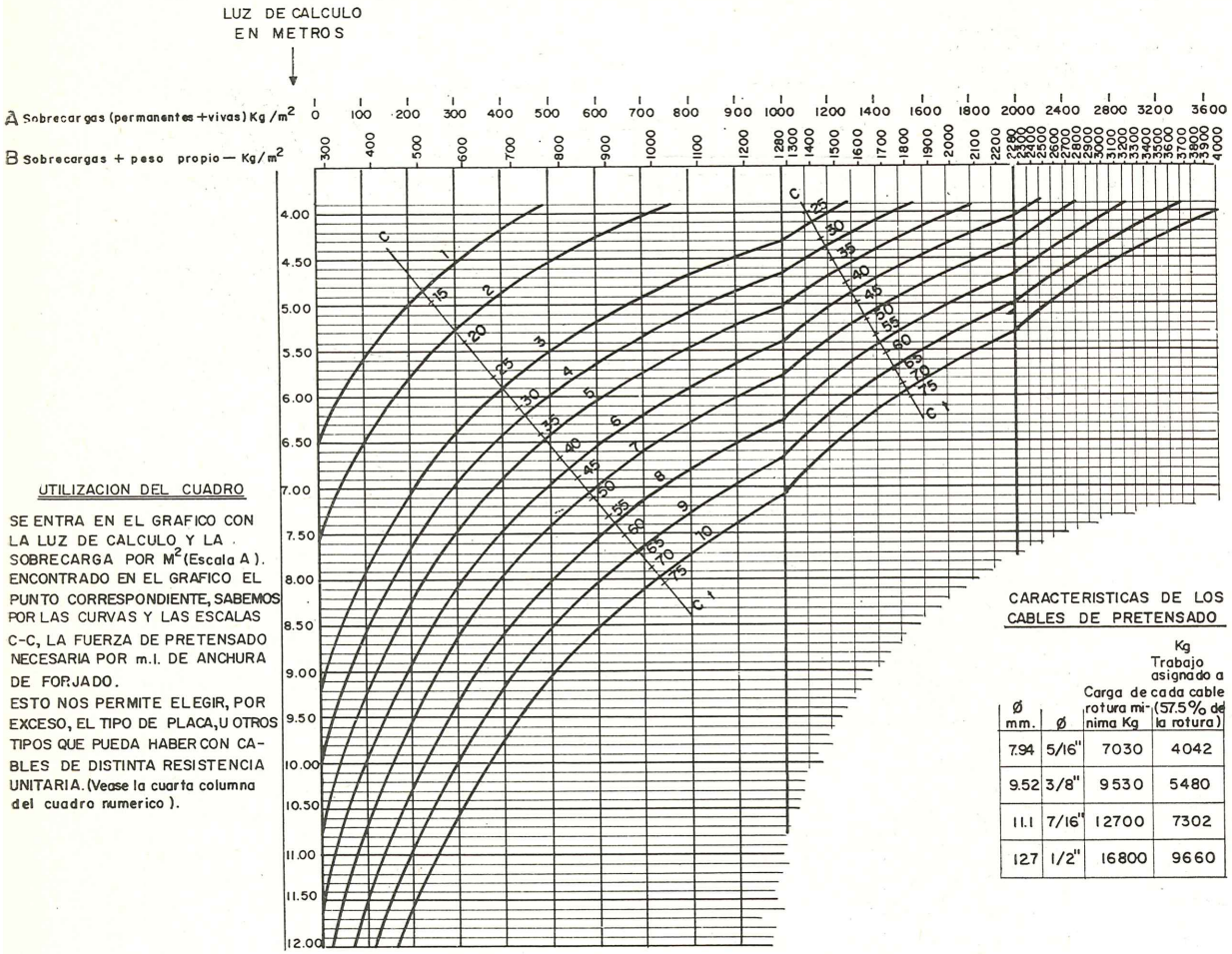
NOTA 3º EN CASO DE PLACAS SEPARADAS UNA DISTANCIA d ENTRE EJES ←d→←d→ SE HALLA EL PESO PROPIO DE UNA PLACA MAS LAS SOBRECARGAS PERMANENTES Y LAS VIVAS EN LA ANCHURA d. EL RESULTADO SE MULTIPLICA POR 10/6 Y CON EL VALOR ENCONTRADO SE ENTRA EN LA ESCALA B.

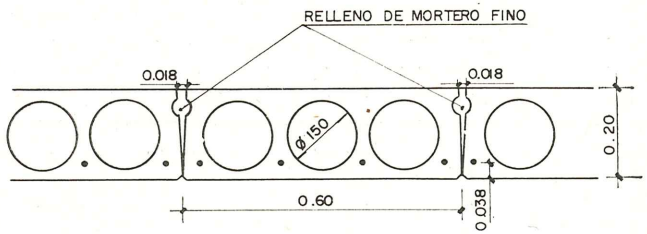
FORJADOS SPIROLL

APOYADOS DE 0.20 DE CANTO CON PLACAS JUNTAS DE 0.20x0.60 — 0.115 M^3 DE HORMIGON POR M^2 (incluidas las cuñas de relleno) — Peso Propio = 280 Kg/m^2

CARACTERISTICAS RESISTENTES

DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA DE PRETENSADO





UTILIZACION DEL CUADRO

SE ENTRA EN EL GRAFICO CON LA LUZ DE CALCULO Y LA SOBRECARGA POR M^2 (Escala A). ENCONTRADO EN EL GRAFICO EL PUNTO CORRESPONDIENTE, SABEMOS POR LAS CURVAS Y LAS ESCALAS C-C, LA FUERZA DE PRETENSADO NECESARIA POR m.l. DE ANCHURA DE FORJADO.

ESTO NOS PERMITE ELEGIR, POR EXCESO, EL TIPO DE PLACA, U OTROS TIPOS QUE PUEDA HABER CON CABLES DE DISTINTA RESISTENCIA UNITARIA. (Vease la cuarta columna del cuadro numerico).

CARACTERISTICAS DE LOS CABLES DE PRETENSADO

Ø mm.	Ø	Carga de rotura mínima Kg	Kg Trabajo asignado a cada cable (57.5% de la rotura)
7.94	5/16"	7030	4042
9.52	3/8"	9530	5480
11.1	7/16"	12700	7302
12.7	1/2"	16800	9660

CURVA Nº	TIPO DE LA PLACA	CABLES EN CADA PLACA DE 0.60M.	FORJADO COMPLETO POR ML DE ANCHURA (Placas mas cuñas de relleno) Fuerza de pretensado (Kg)	$\frac{Bl^2}{8}$ Momento flector de trabajo (m.Kg)	TENSIONES EXTREMAS DEL HORMIGON Fibra superior Kg/cm²	Fibra inferior Kg/cm²	Esfuerzo cortante maximo adm. (Kg)
1	20S2.5	2Ø 5/16"	13473	1490	24.7	0	4197
2	20S2.6	2 Ø 6/16"	18267	2017	33.4	0	4583
3	20S4.5	4 Ø 5/16"	26947	2980	49.4	0	5250
4	20S$^{2.5}_{2.6}$	2Ø5/16"+2Ø6/16"	31740	3510	58.3	0	5550
5	20S4.6	4Ø6/16"	36533	4040	67.0	0	5850
	20S6.5	6 Ø5/16"	40420	4482	74.2	0	6083
6	20S$^{2.6}_{2.7}$	2Ø6/16"+2Ø7/16"	42607	4710	78.2	0	6200
	20S$^{4.5}_{2.6}$	4Ø5/16"+2Ø6/16"	45214	5002	83.0	0	6383
7	20S4.7	4 Ø 7/16"	48680	5380	89.3	0	6550
	20S$^{2.5}_{4.6}$	2Ø5/16"+4Ø6/16"	50006	5530	91.9	0	6633
	20S8.5	8Ø 5/16"	53893	5960	98.9	0	6860
	20S6.6	6Ø6/16"	54800	6050	100.5	0	6900
8	20S$^{2.7}_{2.8}$	2Ø 7/16"+2Ø8/16"	56540	6247	103.7	0	6975
	20S$^{6.5}_{2.6}$	5Ø5/16"+2Ø6/16"	58687	6485	107.6	0	7083
	20S$^{4.6}_{2.7}$	4Ø6/16"+2Ø7/16"	60873	6740	111.9	0	7150
	20S$^{4.5}_{4.6}$	4Ø5/16"+4Ø5/16"	63480	7010	116.6	0	7333
9	20S4.8	4 Ø 8/16"	64400	7120	118.2	0	7417
	20S$^{2.6}_{4.7}$	2Ø6/16"+4Ø7/16"	66947	7410	123.0	0	8540
	20S$^{2.5}_{6.6}$	2Ø5/16"+6Ø6/16"	68273	7565	125.4	0	8600
	20S6.7	6Ø 7/16"	73020	8062	134.1	0	8850
10	20S8.6	8Ø6/16"	73067	8074	134.2	0	8850

NOTA 1ª LA LUZ MAXIMA RECOMENDADA ES DE 40x0.20=8 METROS. PARA LUCES MAYORES SE DEBERAN TENER EN CUENTA LAS FLECHAS DEL VANO.

NOTA 2ª CUANDO SE EXIJAN MAYORES CARACTERISTICAS RESISTENTES SE UTILIZARAN OTROS CUADROS EN LOS QUE SE CONSIDERA UNA CAPA DE COMPRESION HORMIGONADA "IN SITU" SOBRE EL FORJADO.

NOTA 3ª EN EL CASO DE PLACAS SEPARADAS UNA DISTANCIA d ENTRE EJES. ←d→←d→ SE HALLA EL PESO PROPIO DE UNA PLACA MAS LAS SOBRECARGAS PERMANENTES Y LAS VIVAS EN LA ANCHURA d. EL RESULTADO SE MULTIPLICA POR 10/6 Y CON EL VALOR ENCONTRADO SE ENTRA EN LA ESCALA 8.

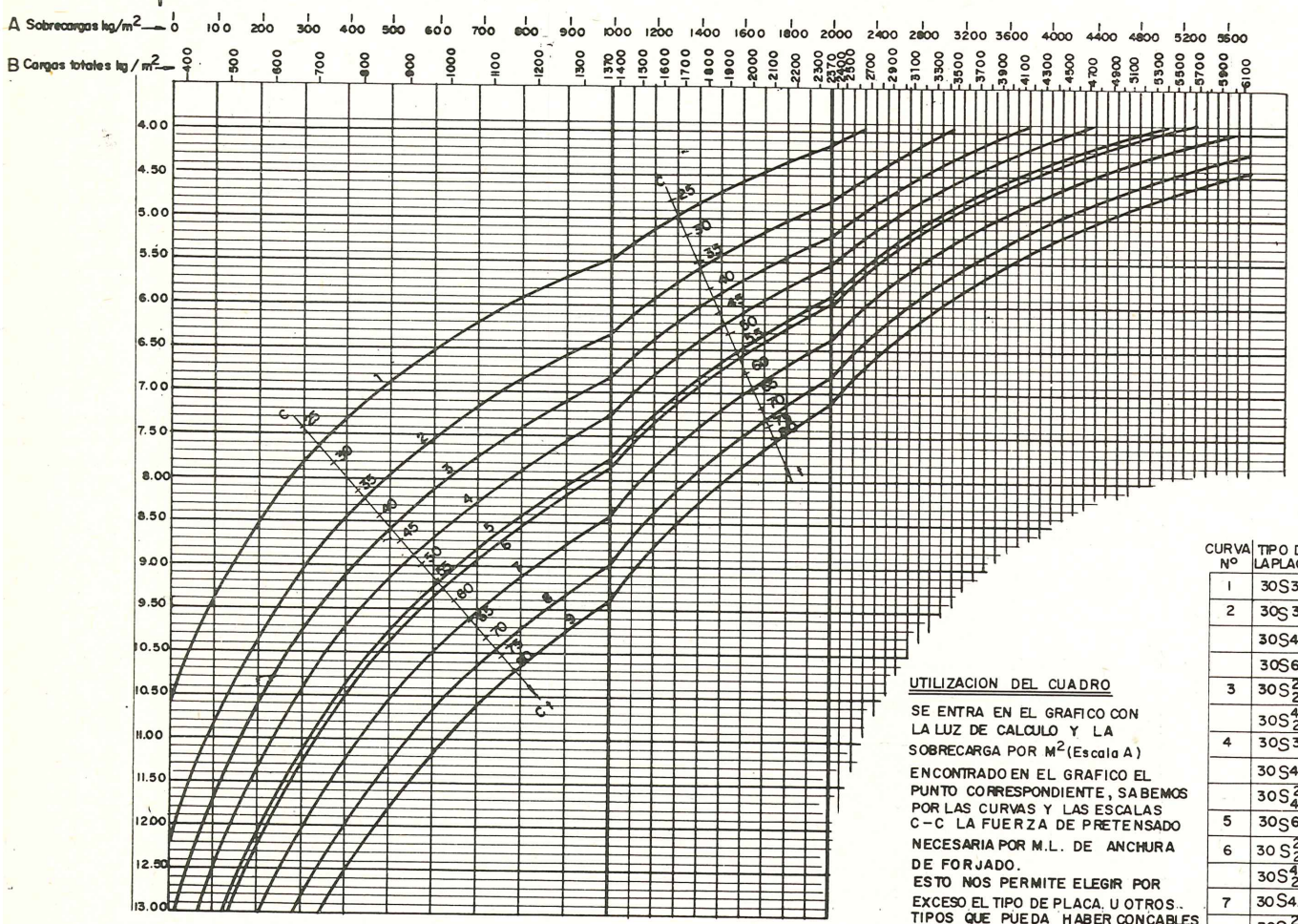
FORJADOS SPIROLL

APOYADOS DE 0.30 L ... TO CON PLACAS JUNTAS DE 0.30x0.60 {0.148 M³ DE HORMIGON POR M² (incluidas las cuñas de relleno) / Peso Propio = 370 Kg/m²

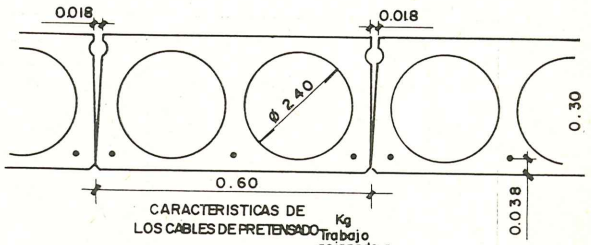
CARACTERISTICAS RESISTENTES

DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA DE PRETENSADO

LUZ DE CALCULO EN METROS



RELLENO DE MORTERO FINO



CARACTERISTICAS DE LOS CABLES DE PRETENSADO

Ø(mm.)	Ø	Carga de rotura mínima Kg	Kg Trabajo asignado a cada cable (75% de la rotura)
7.94	5/16"	7030	4042
9.52	3/8"	9530	5480
11.1	7/16"	12700	7302
12.7	1/2"	16800	9660

UTILIZACION DEL CUADRO

SE ENTRA EN EL GRAFICO CON LA LUZ DE CALCULO Y LA SOBRECARGA POR M² (Escala A)

ENCONTRADO EN EL GRAFICO EL PUNTO CORRESPONDIENTE, SABEMOS POR LAS CURVAS Y LAS ESCALAS C–C LA FUERZA DE PRETENSADO NECESARIA POR M.L. DE ANCHURA DE FORJADO.

ESTO NOS PERMITE ELEGIR POR EXCESO EL TIPO DE PLACA. U OTROS TIPOS QUE PUEDA HABER CONCABLES DE DISTINTA RESISTENCIA UNITARIA

(Vease la cuarta columna del cuadro numerico)

CURVA Nº	TIPO DE LA PLACA	CABLES EN CADA PLACA DE 0.60M.	CABLES EN ZONA SUPERIOR DE LA PLACA	FORJADO COMPLETO POR ML DE ANCHURA (Placas mas cuñas de relleno) Fuerza de pretensado (Kg)	Momento flector de trabajo $\frac{B\ell^2}{8}$ (m. Kg)	TENSIONES EXTREMAS DEL HORMIGON Fibra superior Kg/cm²	Fibra inferior Kg/cm²	Esfuerzo cortante maximo adm. (Kg)
1	30S3.6	3 Ø 6/16"		27400	5145	37.7	0	6200
2	30S3.7	3Ø 7/16"		36510	6855	50.2	0	6833
	30S4.6	4Ø6/16"		36538	6855	50.2	0	6833
	30S6.5	6Ø5/16"		40420	7570	55.5	0	7100
3	$30S^{2.6}_{2.7}$	2Ø6/16"+2Ø7/16"		42507	7993	58.5	0	7217
	$30S^{4.5}_{2.6}$	4Ø5/16"+2Ø6/16"		45214	8600	63.3	0	7367
4	30S3.8	3Ø8/16"		48300	9060	66.4	0	7550
	30S4.7	4Ø7/16"		48680	9120	66.8	0	7567
	$30S^{2.5}_{4.6}$	2Ø5/16"+4Ø6/16"		50006	9480	68.6	0	7617
5	30S6.6	6Ø6/16		54800	10270	75.2	0	7900
6	$30S^{2.7}_{2.8}$	2Ø7/16"+ 2Ø8/16".		56540	10610	77.7	0	8000
	$30S^{4.6}_{2.7}$	4Ø6/16"+2Ø7/16"	2Ø5/16"	60873	11420	83.7	0	8217
7	30S4.8	4Ø8/16	2Ø5/16"	64400	12080	88.4	0	8383
	$30S^{2.6}_{4.7}$	2Ø6/16"+4Ø7/16"	2Ø5/16"	66947	12560	92.0	0	8580
8	30S6.7	6Ø7/16"	2Ø5/16"	73020	13730	100.4	0	8833
9	$30S^{4.7}_{2.8}$	4Ø7/16"+2Ø8/16"	2Ø5/16"	80880	15020	111.3	0	9200

Nota.–Los cables de la zona superior no se incluyen en la fuerza de pretensado pues no van tensados.

NOTA 1ª LA LUZ MAXIMA RECOMENDADA ES DE 40x0.30=12 METROS. PARA LUCES MAYORES SE DEBERAN TENER EN CUENTA LAS FLECHAS DEL VANO

NOTA 2ª CUANDO SE EXIJAN MAYORES CARACTERISTICAS RESISTENTES SE UTILIZARAN OTROS CUADROS EN LOS QUE SE CONSIDERA UNA CAPA DE COMPRESION HORMIGONADA "IN SITU" SOBRE EL FORJADO.

NOTA 3ª EN EL CASO DE PLACAS SEPARADAS UNA DISTANCIA d ENTRE EJES (+ d + d +) SE HALLA EL PESO PROPIO DE UNA PLACA MAS LAS SOBRECARGAS PERMANENTES Y LAS VIVAS EN LA ANCHURA d. EL RESULTADO SE MULTIPLICA POR 10/6 Y CON EL VALOR ENCONTRADO SE ENTRA EN LA ESCALA B.

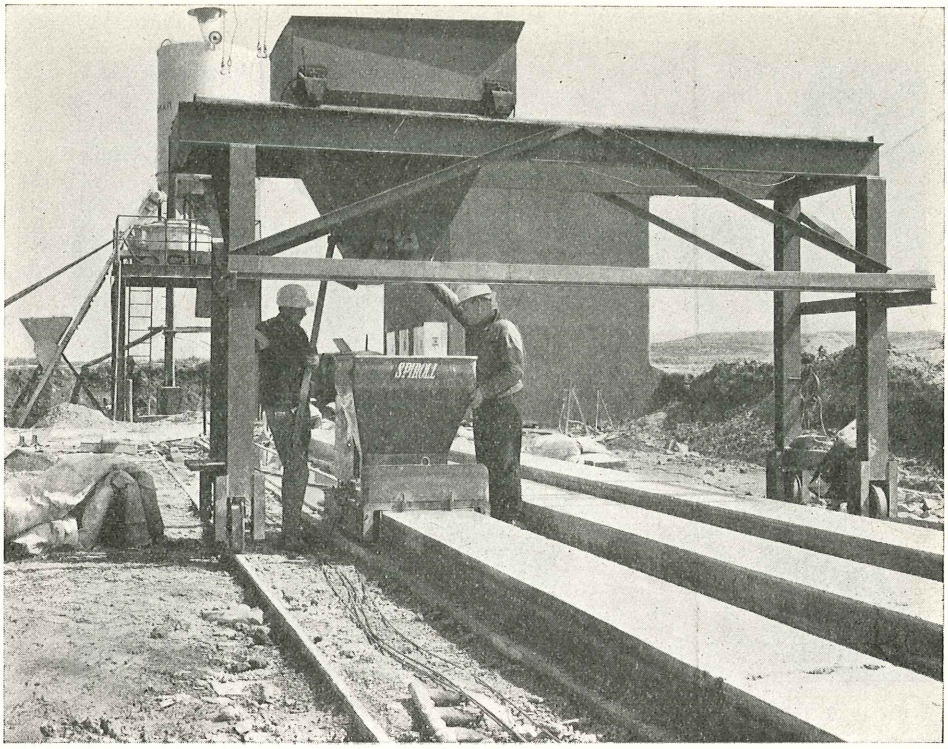


Figura 2.

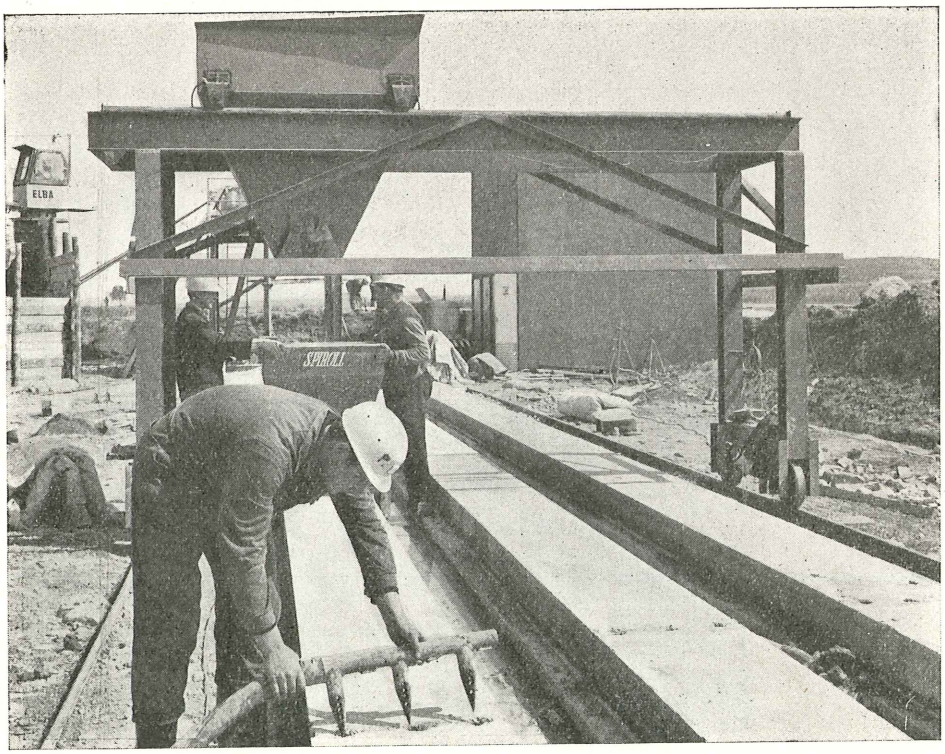


Figura 3.

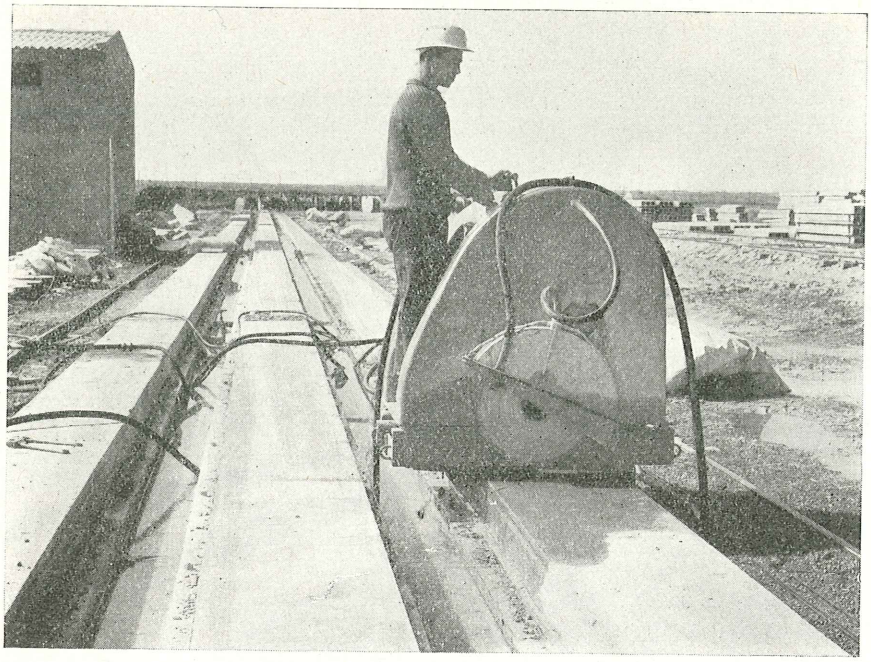


Figura 4.

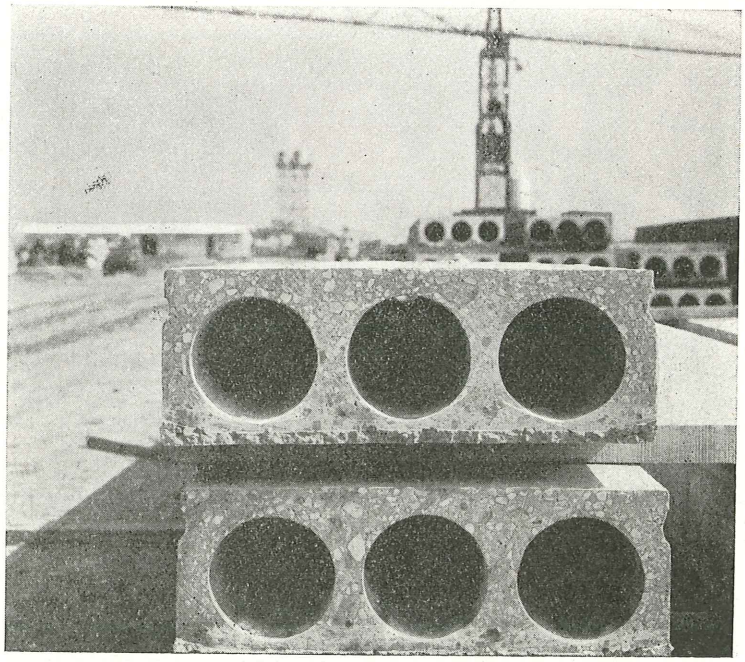


Figura 5.

Figura 6.

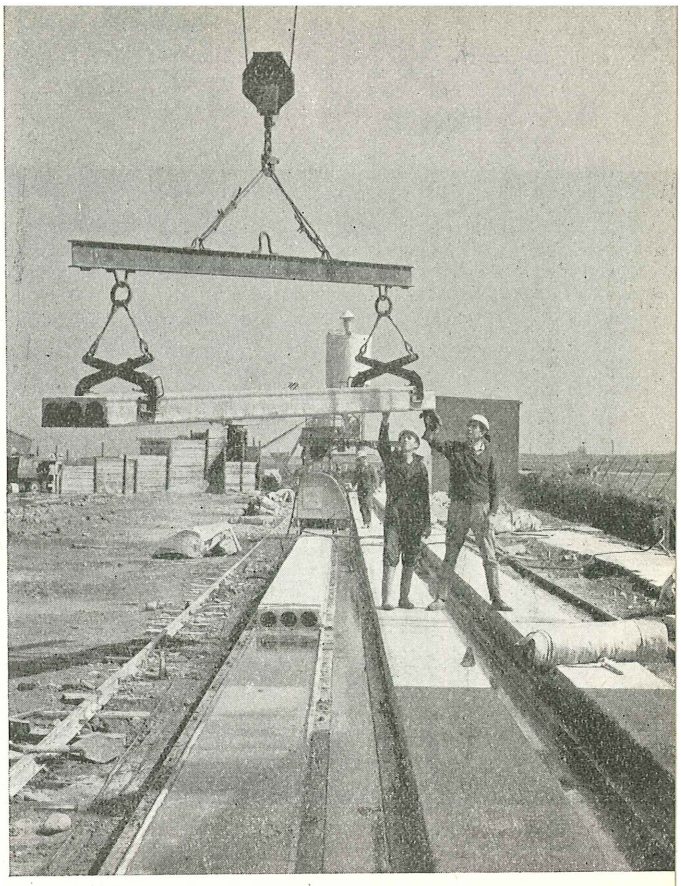


Figura 7.

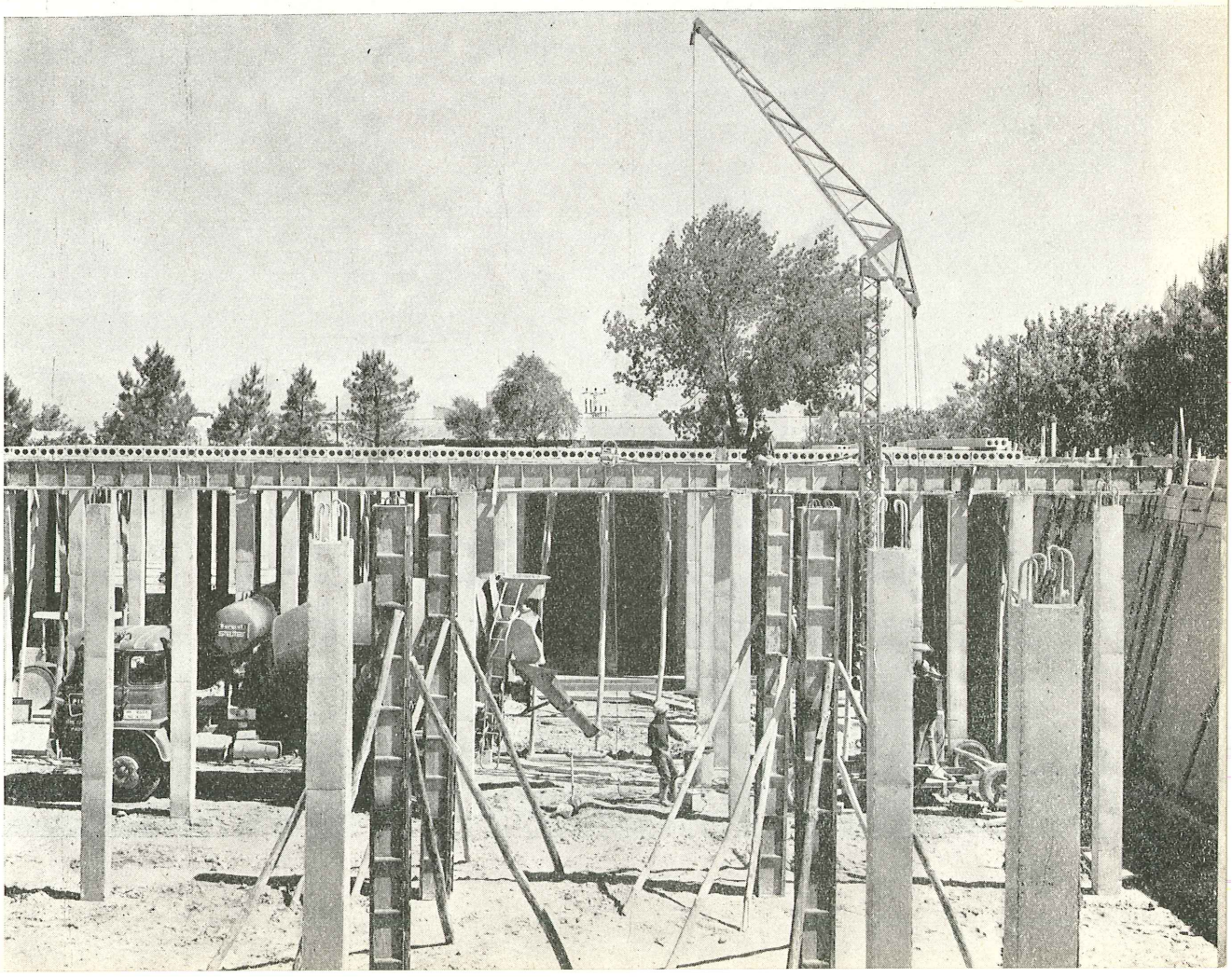


Figura 8.

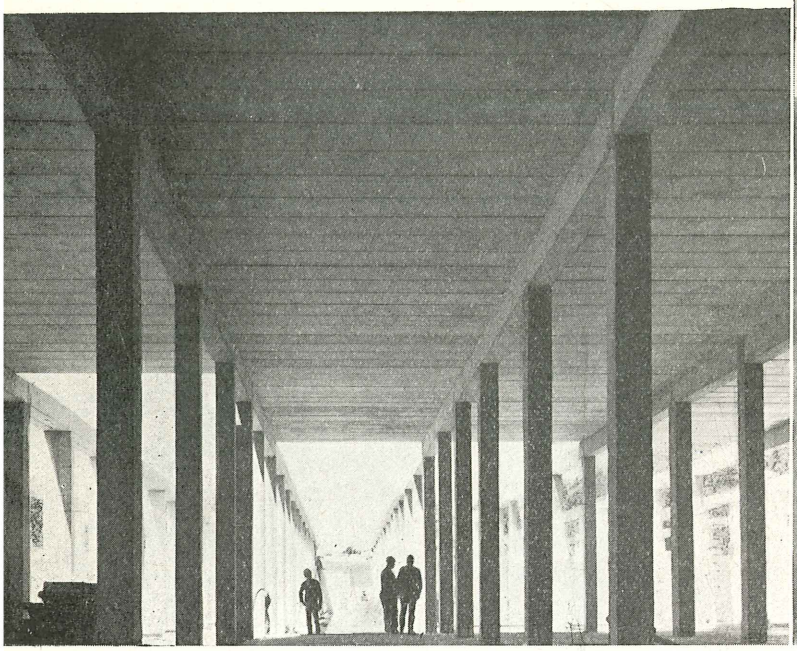


Figura 9.

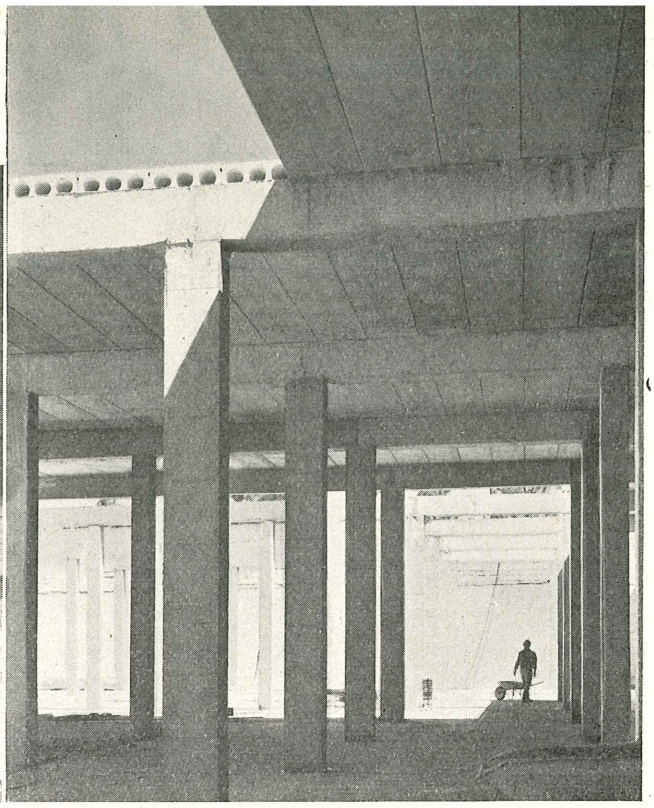


Figura 10.

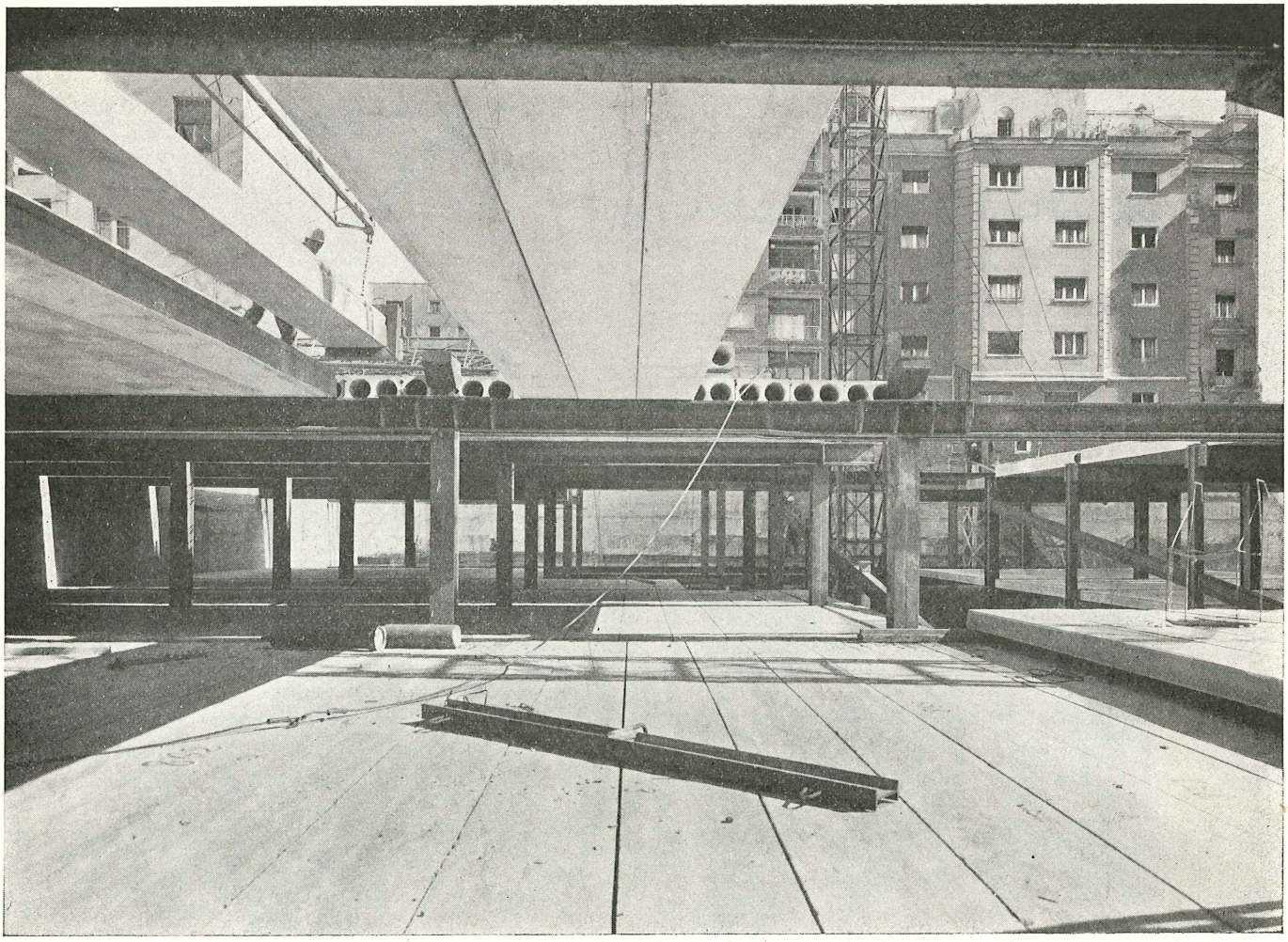


Figura 11.



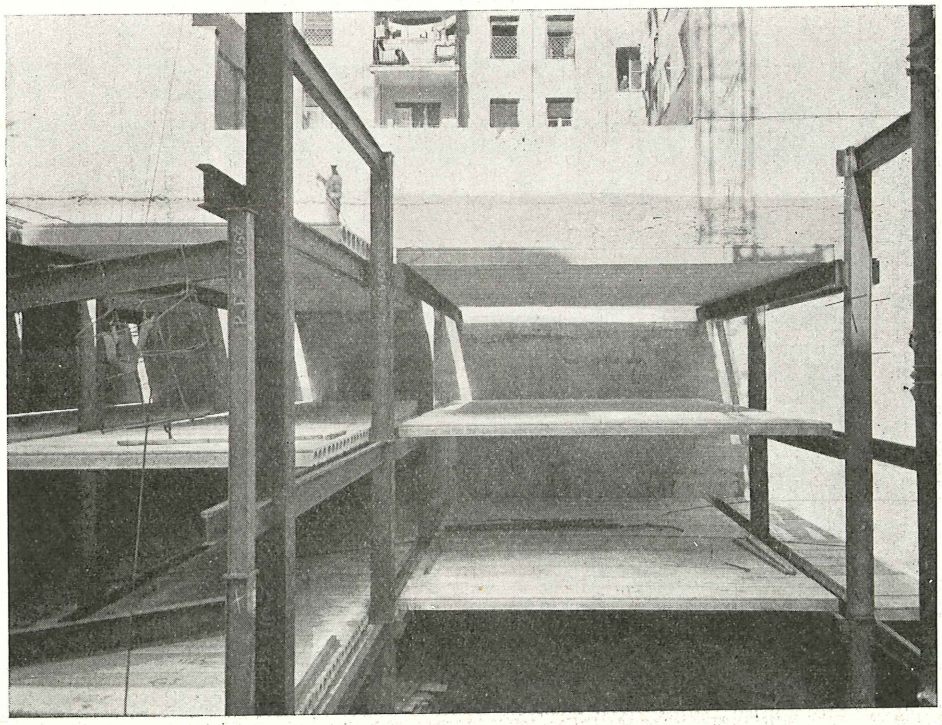


Figura 12.

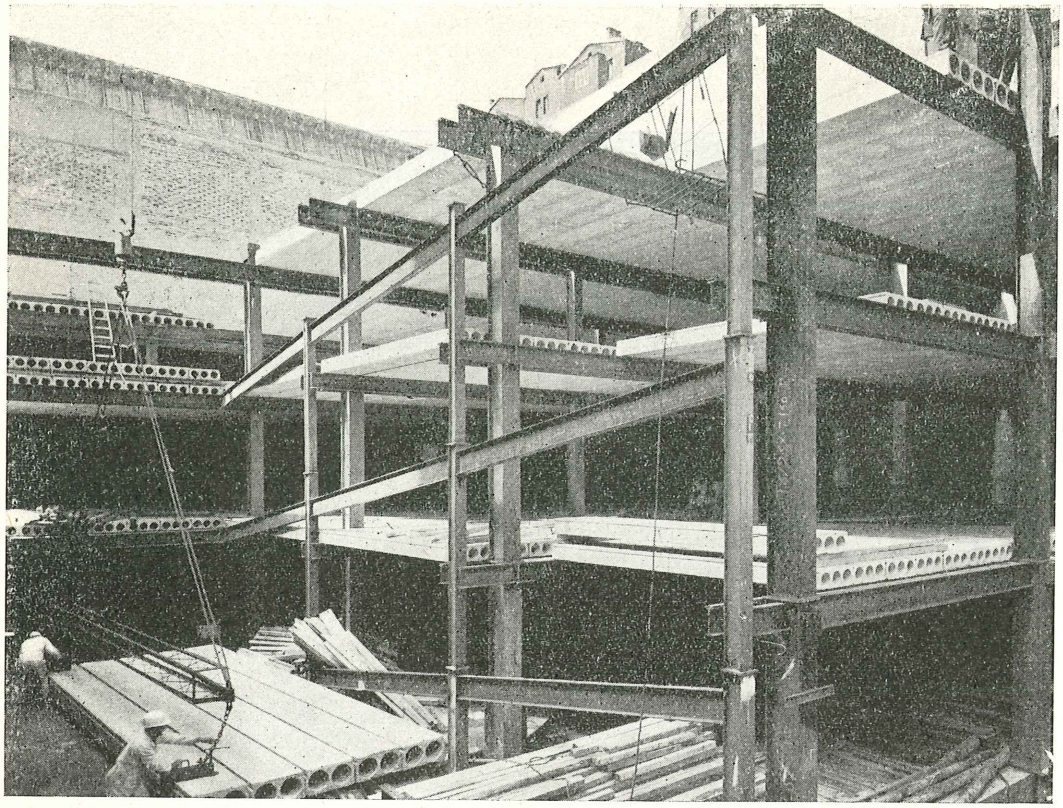
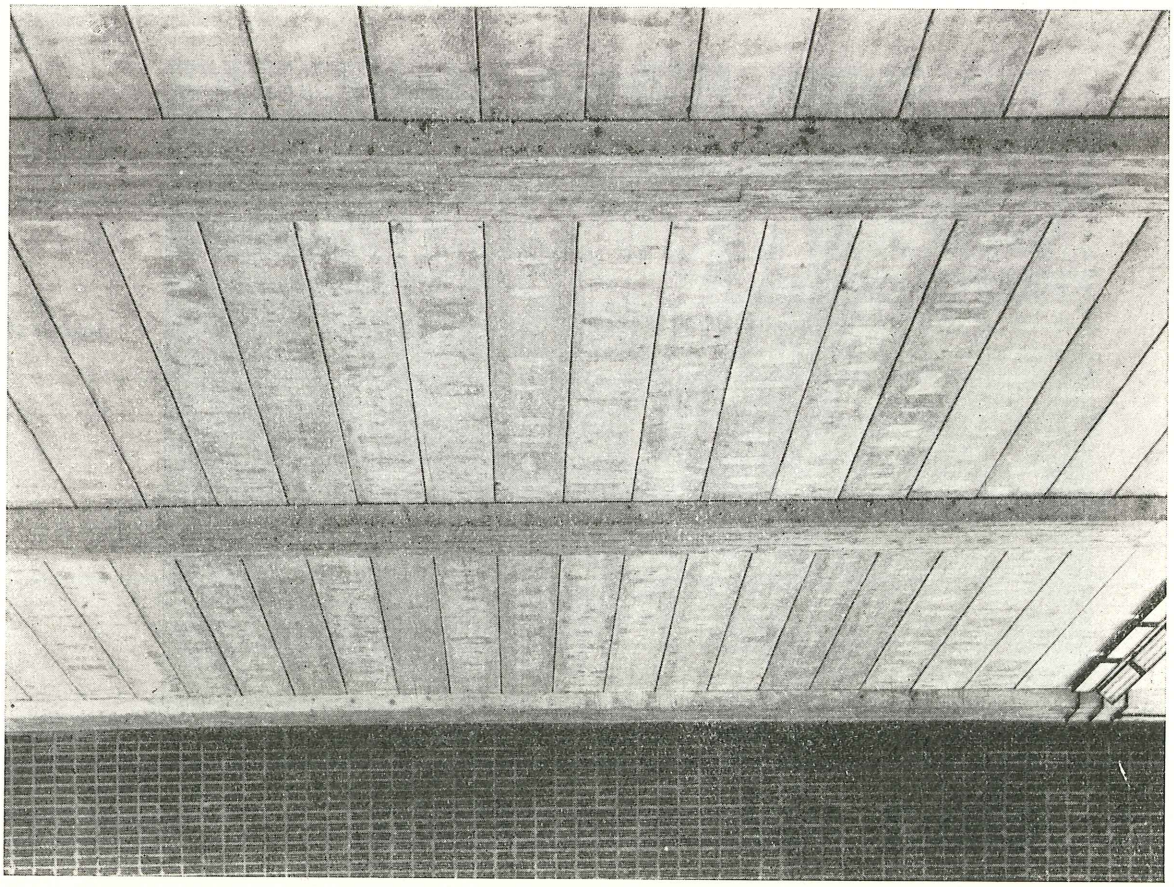


Figura 13.

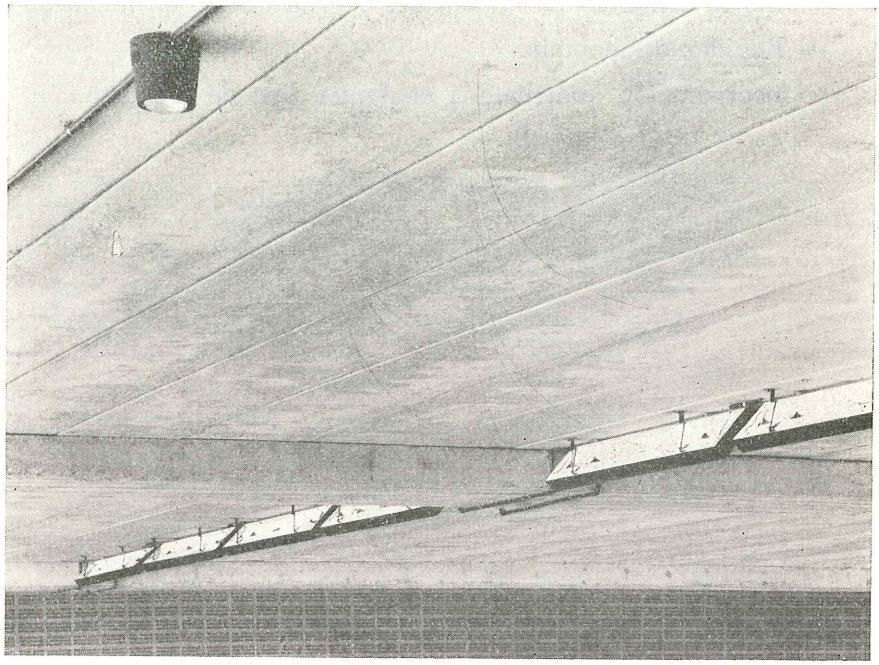
Figura 14.



pués a las medidas convenientes con sierras de discos de diamante y se almacenan. El proceso es de veinticuatro horas (figs. 3 y 4).

El tipo de sección que se consigue de gran inercia y en doble T, es el ideal para conseguir una alta gama de momentos flectores resistentes en hormigón pretensado, por lo que sus aplicaciones más ventajosas están en los amplios vanos y en las fuertes sobrecargas. Es un escalón intermedio entre los forjados corrientes para viviendas, y los grandes prefabricados en vigas TT o vigas doble T, de cubiertas de 13 ó 14 m de luz en adelante. En efecto, viendo los cuadros de características resistentes, se aprecia que para luces entre 5 y 13 m y sobrecargas entre 300 Kg/m² hasta 2.000 Kg/m² o más, es idóneo el *Spiroll* en su capacidad resistente; igualmente lo es en su economía.

Figura 15.



Ha de hacerse notar que este forjado apoya con gran sencillez y con entregas mínimas sobre estructura metálica, sobre estructura de hormigón y sobre albañilería; estos tipos de apoyos están resueltos y normalizados.

APLICACIONES

- — Forjados de fuertes sobrecargas.
- — Edificios o viviendas en que se necesite gran rapidez de montaje.
- — Toda clase de edificios con amplios vanos.
- — Edificios de oficinas, universidades, ministerios, hoteles, bancos, con vanos ideales entre 6 y 12 metros.
- — Fábricas o edificios industriales con fuertes sobrecargas.
- — Aparcamientos, garajes, sótanos, plantas bajas para garajes.
- — Cubiertas de depósitos, cubiertas de canales, cubiertas de cualquier clase de galerías, etc.

OTRAS CUALIDADES

— Calidad y uniformidad de fabricación, con tolerancias de décimas de milímetro. Combado uniforme y flechas idénticas entre sí.

— No necesita después cielo raso bajo el *Spiroll*, pues su cara inferior está fabricada sobre chapa pulimentada. Interiores atractivos.

— Alto grado de aislamiento térmico y acústico.

— Rapidez y facilidad en instalaciones eléctricas de aire acondicionado, etc.

— Adaptabilidad a cortes o taladros.

— Ahorro completo de andamiajes y gran ahorro de mano de obra.

— Rapidez de montaje.

— Incorporación inmediata a cualquier tipo de proyecto.

591 - 8 - 11

mejoras en la construcción de losas para puentes y nuevo tipo de cubierta

H. TRIGUEIROS

"Excmo. Sr. Presidente, señores:

Un socio de la "Asociación Española del Hormigón Pretensado", que tiene deseos de perfeccionar sus conocimientos, no podía permanecer indiferente ante un acto de tanto interés como es esta VI Asamblea, reunión de carácter técnico y científico que puede compararse a un banquete espiritual, en el que se va a saciar el hambre de conocimientos tomando los alimentos proporcionados por los propios asociados. Por eso yo, en mi deseo de aprender, me trasladé hasta aquí, lejos de mi lugar de residencia habitual, cargado de ilusiones, y para no presentarme con las manos vacías quise también traerles una cajita con alimento. Pero ustedes, después de tener la bondad de escucharme, tal vez comprueben que esa cajita está vacía. Si así sucede, pido perdón por mi atrevimiento, que estoy seguro sabrán disculparme teniendo en cuenta la buena intención de mis propósitos.

Este caminante, al trasladarse desde un país vecino y amigo, ha tenido ocasión de comprobar la grandeza de esta noble nación. Todavía anteayer, al admirar en la ciudad de Toledo sus diversas y excepcionales obras de arte, se concentró y meditó: "Admirable el pueblo que consiguió hacer estas maravillas y tantas otras dispersas por los distintos puntos de España, tal vez las mejores del mundo".

Y son los descendientes de este mismo pueblo, los que actualmente están realizando una obra casi sobrehumana de irrigación de miles de hectáreas de tierras, construyendo y mejorando carreteras, puentes, edificios, etc., para, a ritmo acelerado, incrementar la riqueza de este gran país que es España.

Voy a pasar a exponer a usteder, resumidamente, los dos temas siguientes:

— Sistema de losas para puentes.
— Tipo de cubierta.

SISTEMA DE LOSAS PARA PUENTES

1. Descripción.

Este tipo de losa está constituido por vigas o viguetas prefabricadas de hormigón, generalmente pretensadas, colocadas a tope lateralmente, y por bloques huecos de hor-

migón u otro material (fig. 3) que se apoyan, por medio de unas patas, en cavidades o resaltos longitudinales moldeados, a tal efecto, en las vigas (fig. 1), o en las cabezas superiores de las vigas o viguetas (fig. 2).

Los espacios libres entre las hileras de bloques, entre éstos y las vigas y entre los nervios de éstas, se rellenan con hormigón que enlaza todas las piezas entre sí, formándose de este modo una losa única aligerada.

Los espacios libres entre las filas de bloques y vigas permiten que puedan ser fácilmente colocados los aceros que constituyen las armaduras longitudinales de la losa, y los necesarios cercos verticales.

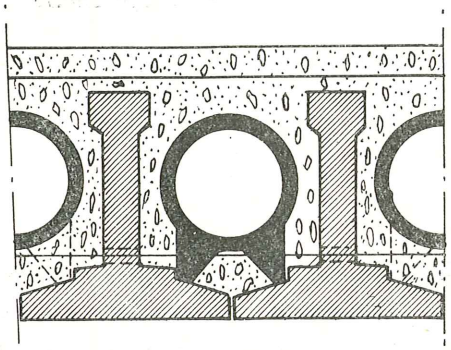


Figura 1.

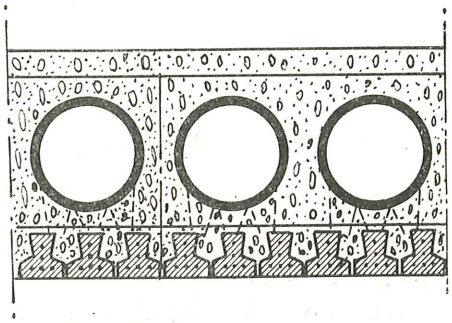


Figura 2.

Los bloques se colocan de modo que los espacios libres entre sus patas de apoyo formen un conducto, en dirección perpendicular al eje de las vigas, para dar paso a las armaduras transversales, que pueden quedar por debajo del eje neutro de la losa, apoyando directamente sobre las vigas (fig. 2) o pasar a través de orificios que, a tal objeto, se practican en las almas de las vigas (fig. 1).

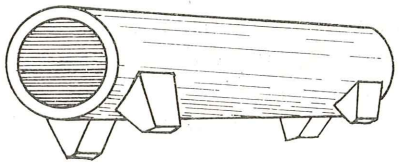


Figura 3.

Estas losas ofrecen también la posibilidad, común en todas las losas normales constituidas por viguetas y bloques huecos, de colocar sobre los bloques armaduras en cualquier dirección.

Tanto los bloques como las vigas pueden tener diversas secciones y dimensiones, pero la separación entre las patas de apoyo de los bloques y la distancia entre las ranuras o bordes de las vigas donde aquéllas se apoyan, deben ser sensiblemente iguales, a fin de hacer posible el encaje de unas piezas en otras.

2. Construcción de la losa.

Las vigas se colocan unas al lado de otras, con las cabezas inferiores a tope lateralmente y apoyadas sobre los soportes. Sobre ellas se ponen los bloques, con las dimensio-

nes adecuadas, en filas paralelas a las vigas y apoyando cada fila en una o más vigas seguidas, según se ha descrito anteriormente. Junto a los apoyos de la losa, cuando sea necesario para obtener mayor resistencia a los esfuerzos cortantes, pueden dejar de colocarse los bloques, siendo conveniente, en estas zonas, que los bloques contiguos tengan sus huecos taponados, con el fin de que el hormigón de relleno no pueda penetrar en su interior haciéndolos macizos; lo que tendría el inconveniente de que la losa resultaría innecesariamente más pesada.

Antes del hormigonado se colocan todas las armaduras necesarias, tanto para resistir los esfuerzos cortantes como los momentos secundarios y negativos sobre los apoyos, cuando se prevean, y los cercos de las viguetas, cuando sean necesarios (caso de la fig. 2). Después de humedecidas las vigas y los bloques, se extiende la primera tongada de hormigón fluido con áridos de pequeño diámetro, utilizando un vibrador de aguja, de modo que se haga penetrar este hormigón en todos los espacios entre vigas, entre éstas y los bloques y entre las patas de apoyo de éstos, hasta alcanzar un nivel un poco más bajo que la mitad de la altura de los bloques. Antes de que esta masa empiece a fraguar debe extenderse una segunda tongada de hormigón, con áridos de mayor tamaño que los de la primera y menos fluido, de modo que se rellenen los espacios libres y se cubran los bloques y las vigas hasta alcanzar el espesor que la losa deba tener.

Es conveniente que los bloques encajen unos en otros por los extremos, para que resistan mejor el efecto local de vibración que tiende a separarlos, y que las vigas y los bloques tengan las superficies laterales rugosas para aumentar su adherencia con el hormigón de relleno.

3. Características de este tipo de losas.

1.ª Su configuración, con las vigas prefabricadas colocadas adosadas, permite disponer una elevada cuantía de armaduras de tracción. De esta forma, el conjunto de las viguetas, bloques huecos y hormigón de relleno, puede llegar a resistir momentos flectores relativamente importantes.

2.ª El hecho de contener bloques huecos hace que el peso de las losas por metro cuadrado sea pequeño.

3.ª Como están constituidas por elementos prefabricados (vigas y bloques) son fácilmente transportables y exigen solamente un encofrado pequeño (losa de la figura 2) o ninguno (losa de la fig. 1).

4.ª Como se ha indicado en su descripción, posibilitan la colocación de dos capas de armaduras transversales: una por debajo del eje neutro y otra a nivel superior. Esto les confiere la ventaja de poder resistir a los momentos flectores transversales, tanto positivos como negativos, que actúan sobre las losas cuando se someten a cargas concentradas elevadas, como en el caso de los puentes. Por ello, este tipo de losa parece particularmente indicado para la construcción de puentes, especialmente cuando se trata de luces comprendidas entre 8 y 25 metros.

5.ª La circunstancia de presentar la superficie inferior plana facilita el revestimiento con un simple enlucido de acabado.

6.ª Dado que los bloques sólo pueden fabricarse económicamente con máquina, este tipo de losa resulta aconsejable únicamente cuando se destina a la construcción de numerosos puentes cuyos vanos sean de luces aproximadamente iguales.

TIPO DE CUBIERTA

Descripción.

Este tipo de cubierta está constituido por piezas de hormigón, generalmente pretensadas, colocadas adosadas y encajadas entre sí. Cada pieza presenta una gran acanaladura longitudinal en la parte central y a un lado otra más pequeña. Por el otro lado lleva un ala más alta, que actúa de cubrejunta y encaja en la pieza adyacente. Para esto tienen un saliente longitudinal en la cara inferior, de menor tamaño que la acanaladura pequeña. Este ala termina en un resalto inclinado que actúa de goterón (fig. 4).

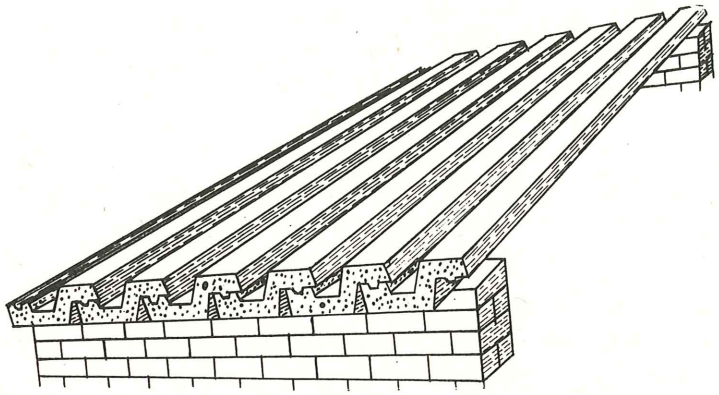


Figura 4.

Las piezas se construyen con hormigón vibrado y deben resultar impermeables a la humedad. Su forma especial permite que encajen unas en otras y aseguran así un cierre completo al agua de lluvia, incluso aunque incida muy inclinada por la acción del viento. Si acaso alguna vez el agua desborda las acanaladuras principales, es retenida en las más pequeñas.

Por otra parte, la forma de la sección transversal, aproximadamente en Z, favorece su resistencia a flexión. Es cierto que el cálculo a flexión de estos elementos resulta un poco laborioso por el hecho de que las piezas, una vez colocadas, están sujetas a cargas oblicuas, o sea a flexión esviada, pues los ejes principales de inercia no coinciden con los planos de actuación de las solicitaciones, entre las que predomina el peso propio.

No obstante, los cálculos se hacen aplicando los métodos conocidos basados en la teoría elástica o por los modernos métodos en rotura. No se considera, por tanto, necesario comentarlos.

Características.

— La construcción de esta cubierta es muy simple, pues basta colocar las piezas unas junto a otras y encajarlas. Ahorra, por eso, mucha mano de obra.

— Admite luces variables de acuerdo con las dimensiones de la sección transversal de las piezas y las armaduras existentes.

— Puede emplearse con cualquier inclinación, por encima del 1 por 100.

F. DEL POZO

— Colocando las piezas con poca inclinación, pueden utilizarse también para la construcción de forjados de piso, bastando en estos casos añadir algunas armaduras transversales y verter una delgada capa de hormigón para enrasar la superficie superior.

— Pueden estas piezas presentar diversos aspectos y son fácilmente recuperables.

— Por el hecho de estar encajadas entre sí, las piezas resisten con facilidad las cargas concentradas y permiten que las personas puedan andar sobre ellas sin peligro.

— Su cara inferior es plana. Cuando se pretende aumentar el aislamiento térmico o dar mejor aspecto al techo, puede embutirse, en algunas piezas, tacos de madera que permiten la fijación de placas de fibrocemento, yeso, aglomerado de madera etcétera (fig. 5).

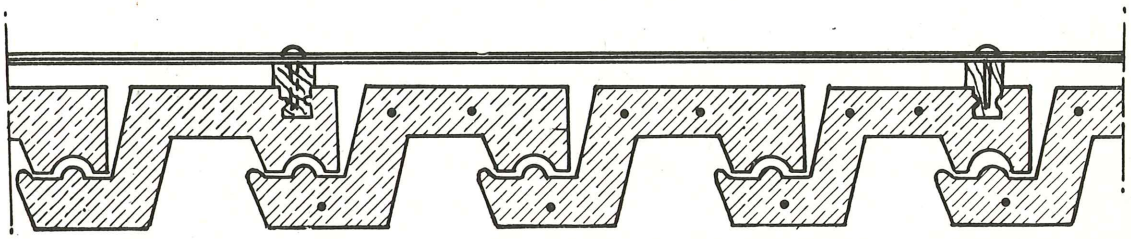


Figura 5.

— Las piezas pueden ser utilizadas formando cubiertas a una o dos aguas. En este último caso pueden apoyar sobre soportes atirantados y cubrir, así, mayores vanos.

— Pueden trabajar en voladizo.

— Son de duración ilimitada y no exigen gastos de conservación.

— Si las piezas se fabrican con máquinas deslizantes como es normal, su bajo coste permite construir cubiertas muy económicas, aparte de las demás ventajas anteriormente citadas.

Y con esto termino. Agradezco a todos ustedes su amable atención y me ofrezco a su disposición para cualquier aclaración que necesiten, dentro de lo que mis limitadas posibilidades me permitan.

Aprovecho también la ocasión para recordarles que, si consideran de alguna utilidad estos sistemas que les he comentado, estoy dispuesto a prestarles, con el mayor placer, mi total y leal colaboración para su aplicación en España.

591 - 5 - 15

forjados de hormigón pretensado

F. CASSINELLO

Sr. Presidente, Sres. Asambleístas.

La verdad es que todavía no me explico el por qué he aceptado el hacer una ponencia sobre *forjados pretensados,* ya que nada nuevo es lo que puedo decirles sobre el tema. Pero una vez sentado aquí, voy a tratar de pensar un poco en voz alta, y desde luego, *como simple arquitecto,* que muchas veces ha recurrido al empleo de este tipo de forjados en sus obras.

Y lo primero que se me ocurre es el pensar en ¿por qué el H.P. no es popular entre mis colegas arquitectos?... ¿por qué tiene esta técnica su leyenda negra en el campo arquitectónico, mientras que en el ingenieril constituye una técnica de máximo prestigio?... Creo, sinceramente, que las razones han sido muchas, y que es hora de reconocerlas, para que seamos capaces de emprender el buen camino y mantener el prestigio y confianza que es capaz de ofrecer este material.

Ayer, nos decía Florencio del Pozo la de cosas terribles que podían pasarle a un acero por los fenómenos de *corrosión bajo tensión.* Pues bien, está claro que lo que hay que hacer es rodear a ese acero con un "buen hormigón", con lo que no le pasará nada. Eso es lo que hacemos en el hormigón pretensado, al recubrir el acero con un hormigón compacto, en compresión y sin fisuras.

¿Pero siempre hemos empleado "buenos hormigones" para hacer viguetas de hormigón pretensado?..., o mejor dicho, ¿hemos empleado los hormigones adecuados?..., porque "alguna vez" nos hemos olvidado que la protección anticorrosiva del hormigón se basa en dos propiedades fundamentales: basicidad (carácter básico) del hormigón y compacidad. Y algún listillo, para correr más en su proceso de fabricación, añadió a su hormigón un acelerante —Cl_2Ca—, con lo que el hormigón perdió basicidad, ganó acidez y el proceso de corrosión bajo tensión fue no tan rápido como vimos ayer, pero sí de unos pocos años con el consiguiente disgusto y descrédito en una cierta región de España.

En otros muchos casos, esta rapidez de fabricación fue buscada empleando un tipo especial de cemento, *Cemento aluminoso,* capaz de obtener a veinticuatro horas las resistencias de un Portland a veintiocho días. Pero eso sí, nadie se preocupó de averiguar qué había que hacer con cemento tan aparentemente maravilloso, para corregir sus tres graves problemas: El primero, su posibilidad de regresión de resistencias a lo largo del

tiempo por cambio de sistema cristalino del homigón ya fraguado y endurecido. El segundo, por su menor basicidad que el hormigón de Portland. Y el tercero, por la posible presencia de sulfuros en su composición.

El total olvido de estas condiciones particularísimas de estos cementos fundidos, también fue causa de otra gran serie de disgustos, y no sólo en España, sino también fuera de ella.

De todos es conocida la circular de la FIP, prohibiendo el empleo de este tipo de cementos en la fabricación de elementos estructurales de H.P. La Revista de la Asociación publicó esta circular de carácter drástico. Pues bien, la misma FIP ha rectificado este criterio cerrado y ha publicado una nueva circular en que autoriza el empleo de este tipo de cementos siempre que:

1.º La ejecución se haga con un control muy estricto, al objeto de alejar los peligros de regresión. Y así se exige:

1. Dosificaciones en cemento superiores a 400 Kg/m^3.
2. Eficaz refrigeración y empleo en piezas de sección transversal reducida para evitar que la temperatura, al fraguar, exceda de 25º.
3. Granulometrías sin finos.
4. Y no existencia de álcalis en los áridos.

2.º Su menor basicidad obliga al empleo de recubrimientos mayores para ahuyentar el peligro de corrosión bajo tensiones.

3.º El peligrosísimo efecto de corrosión sulfhídrica, por la acción de fragilización del hidrógeno, exige la ausencia de sulfuros en estos cementos.

¿Quiénes de los muchos fabricantes que han empleado el *cemento aluminoso* se ha *preocupado* de todas estas cosas?..., bien es verdad que en aquellos tiempos los fabricantes, sin medios y exceso de demanda, no tenían tiempo ni de rezar para que no pasase nada.

Cosas parecidas podríamos decir de todos los escalones de la fabricación: problemas de tesado, curado, control en las sucesivas fases...

Pero no quiero echar la culpa de esta *leyenda negra* sólo a los fabricantes, ya que de ellas somos responsables todos: las autoridades, por no crear normas claras y concretas; los fabricantes por aceptar la competencia del menor costo y no de la calidad; los arquitectos, por no exigir su correcto uso en obra; y hasta los propios centros de investigación que hemos preferido siempre temas de mayor posibilidades de éxito científico que éstos de índole únicamente práctica.

No quisiera que este pensar en voz alta pudiese juzgarse como muestra de mi pesimismo hacia el hormigón pretensado, ya que nada hay más lejos de la realidad. En mis obras sigo empleando viguetas aunque después de saber quién es el que las hace. Porque si las hacen bien, sus ventajas son bien claras: garantía de que el hormigón ya está probado por el propio pretensado; menor flecha, al ser mayor el área comprimida en el cálculo de su rigidez; menor peligro de fisuración y cierre de fisuras producidas por solicitaciones imprevistas y excepcionales; mayor facilidad de absorción del esfuerzo cortante al tumbarse las isostáticas por efecto del pretensado, etc.

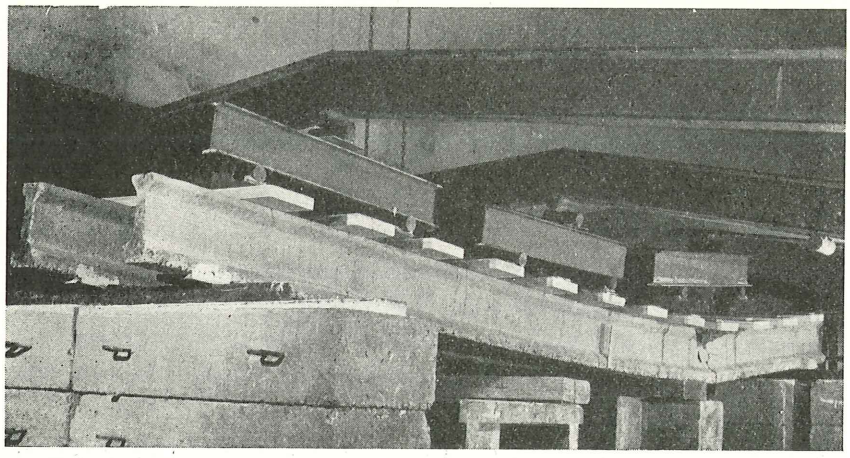
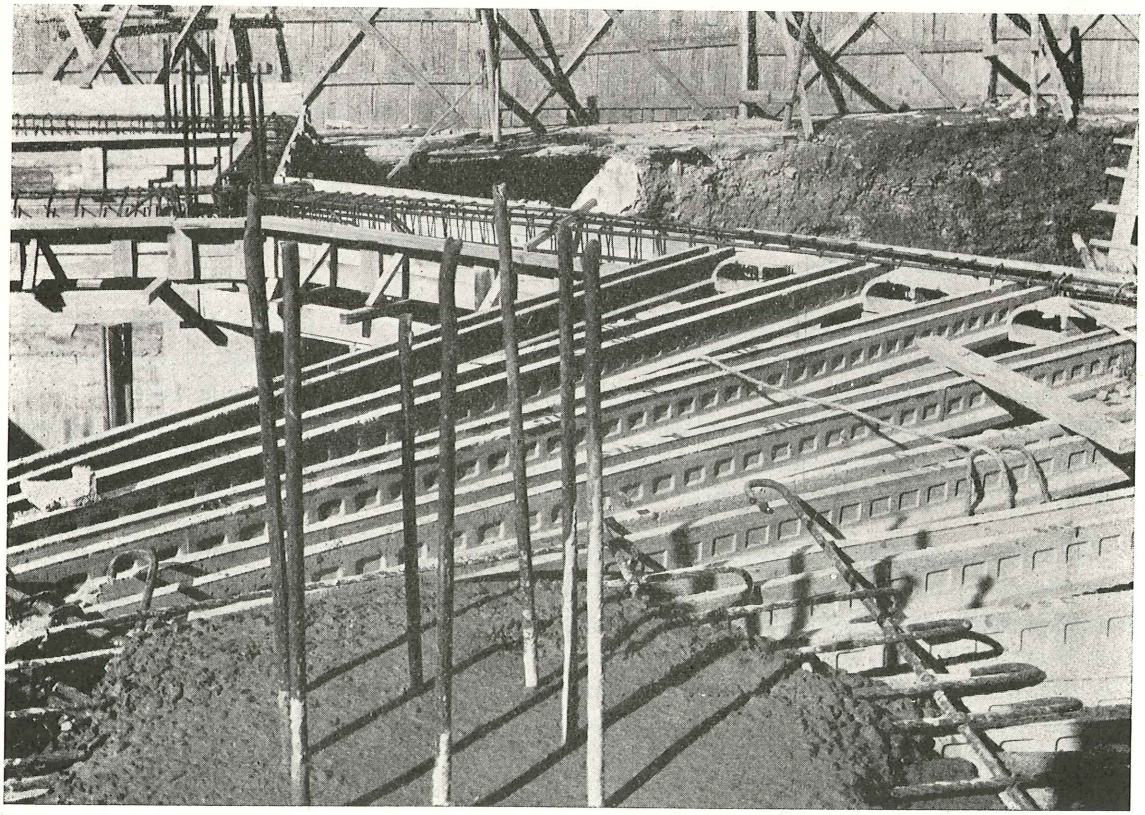


Fig. 1. — Ensayo de un par de viguetas resistentes.

Pero ojo, porque las cosas hay que hacerlas bien en fábrica, y en obra. Veamos una serie de ejemplos claros de las grandes posibilidades de este material, y de sus peligros cuando obramos mal por ignorancia o rutina.

Este primer ejemplo se trata de viguetas resistentes a cuyos forjados, para poder contar con ellos en la absorción de esfuerzos horizontales hay que exigir el cumplimiento de las condiciones de continuidad de la capa de compresión y empotramiento en los cambios de dirección entre crujías. ¿Cuántos forjados de este tipo de viguetas, correctamente

Fig. 2. — Viguetas semirresistentes con resaltes en las caras laterales.



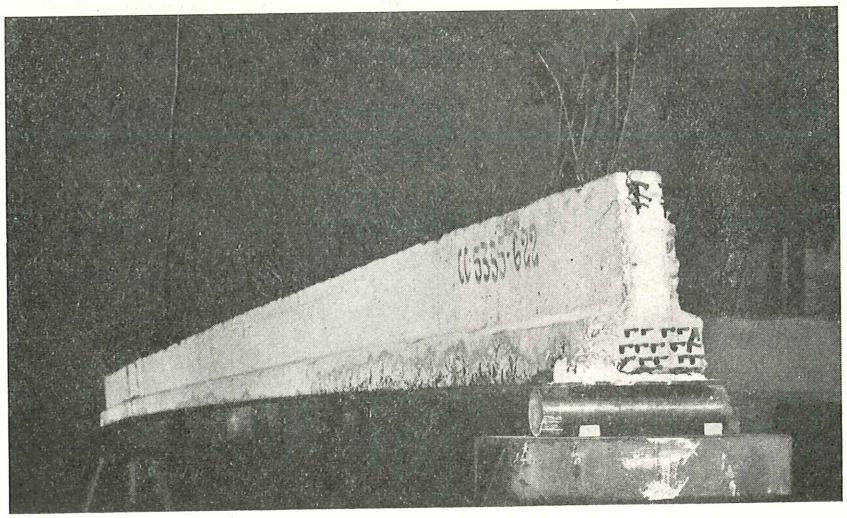


Fig. 3. — Vigueta semirresistente con estribos salientes.

fabricados, se han caído por falta de estabilidad del conjunto, por fallo de proyecto y cálculo al no prever los necesarios enlaces horizontales entre muros y pórticos?... ¿Cuántos forjados de este tipo siguen colocándose sobre fábricas de ladrillos hueco sin prever el posible aplastamiento de sus zonas de apoyo al no disponer de los debidos zunchos de apoyo?...

Este otro ejemplo lo constituye el caso de viguetas "semirresistentes". ¿En quién se confía la adherencia entre el hormigón vertido in situ y el prefabricado de la vigueta?... ¿En la sola adherencia entre el hormigón fresco y la cara lisa de la vigueta impregnada del desencofrante empleado en el molde?..., ¿en el resalto de sus caras?..., ¿en los estribos salientes como armaduras de cosido?...

Y pese a todas estas pegas, no siempre bien resueltas, este tipo de forjados se va imponiendo por el menor peso de las viguetas, monolitismo de la capa de compresión continua, facilidad de tramos continuos con la debida colocación de las armaduras de momento negativo, y mejor colaboración, por tanto, en la absorción de solicitación más favorable en el estado de acciones horizontales de viento y sismos.

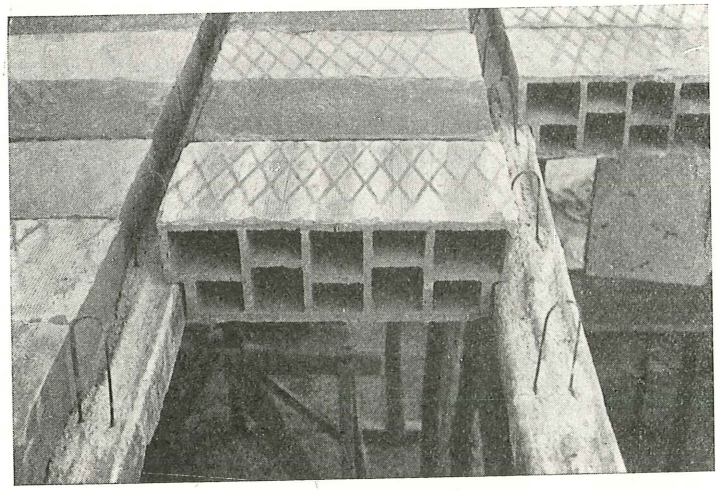
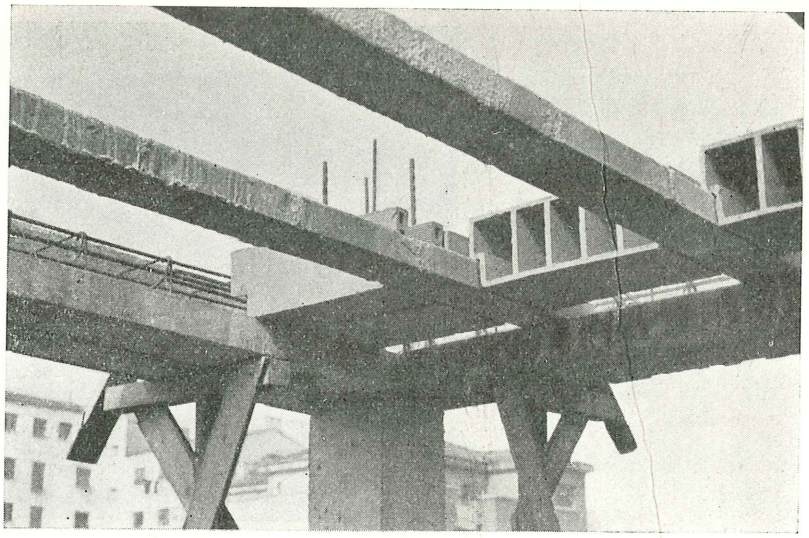
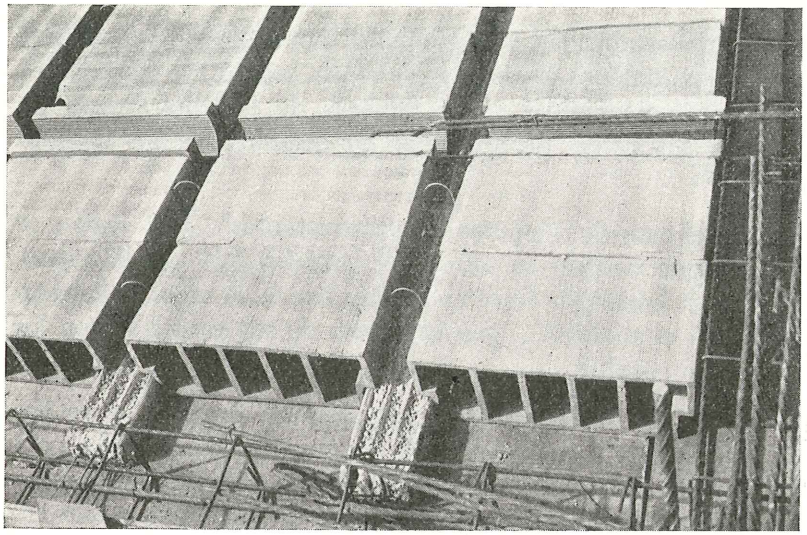
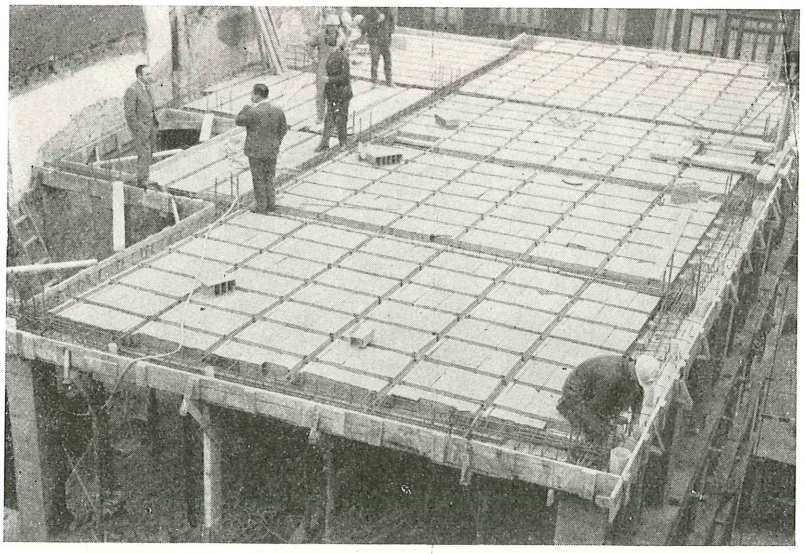


Fig. 4. — Forjado de viguetas semirresistentes de cerámica pretensada.





Figs. 5, 6 y 7. — Forjados reticulares en solución mixta armada-pretensada.



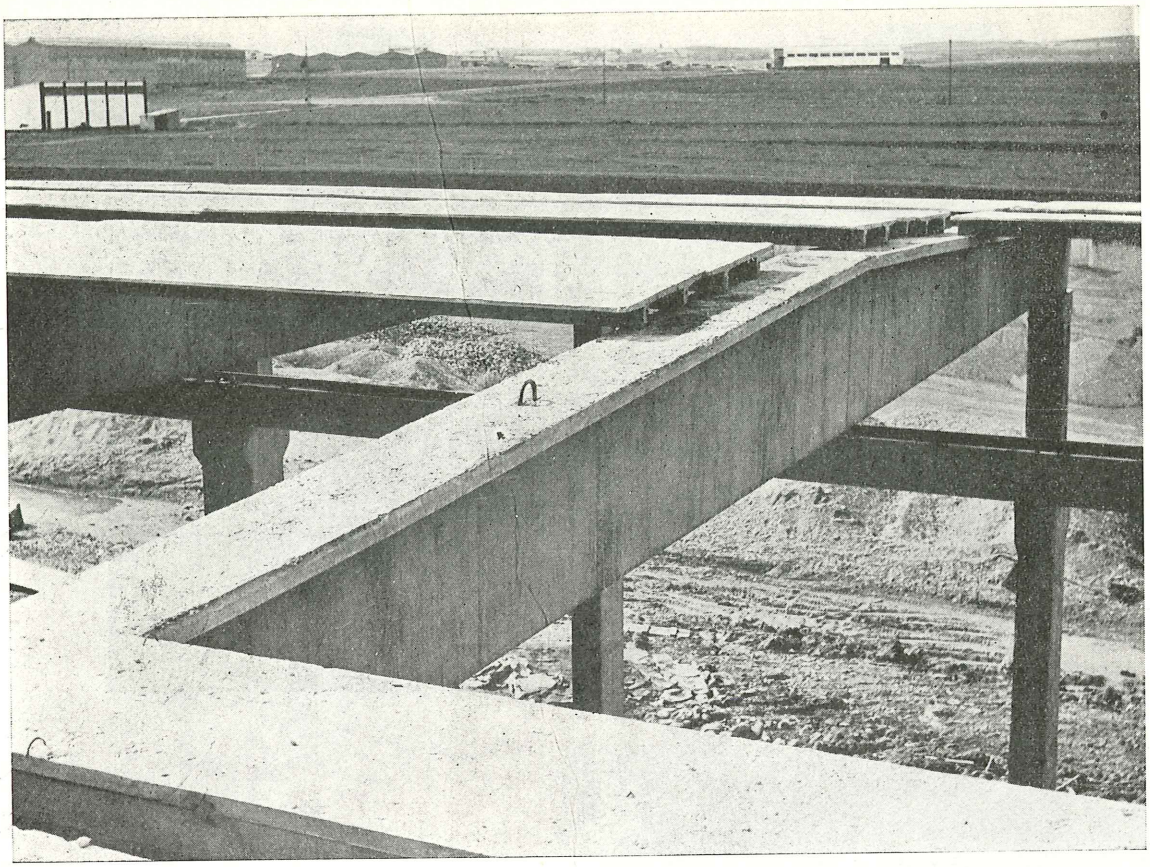


Figura 8

Figura 9.

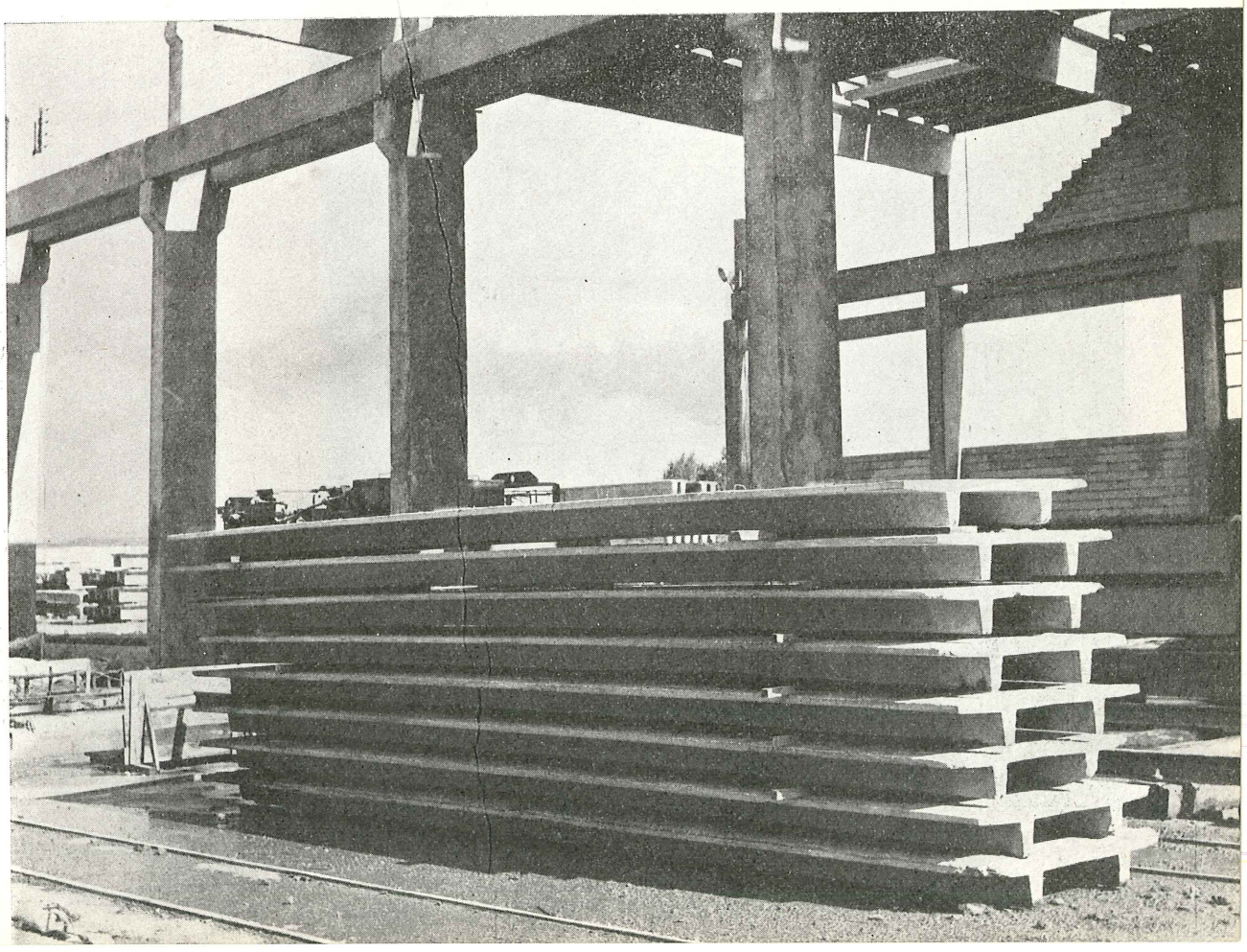
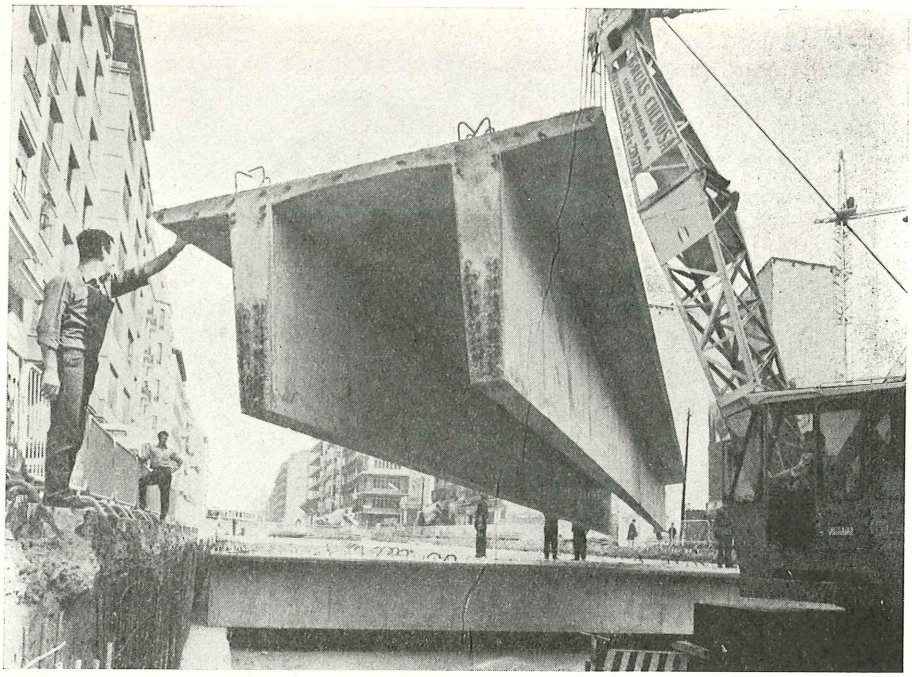


Figura 10.



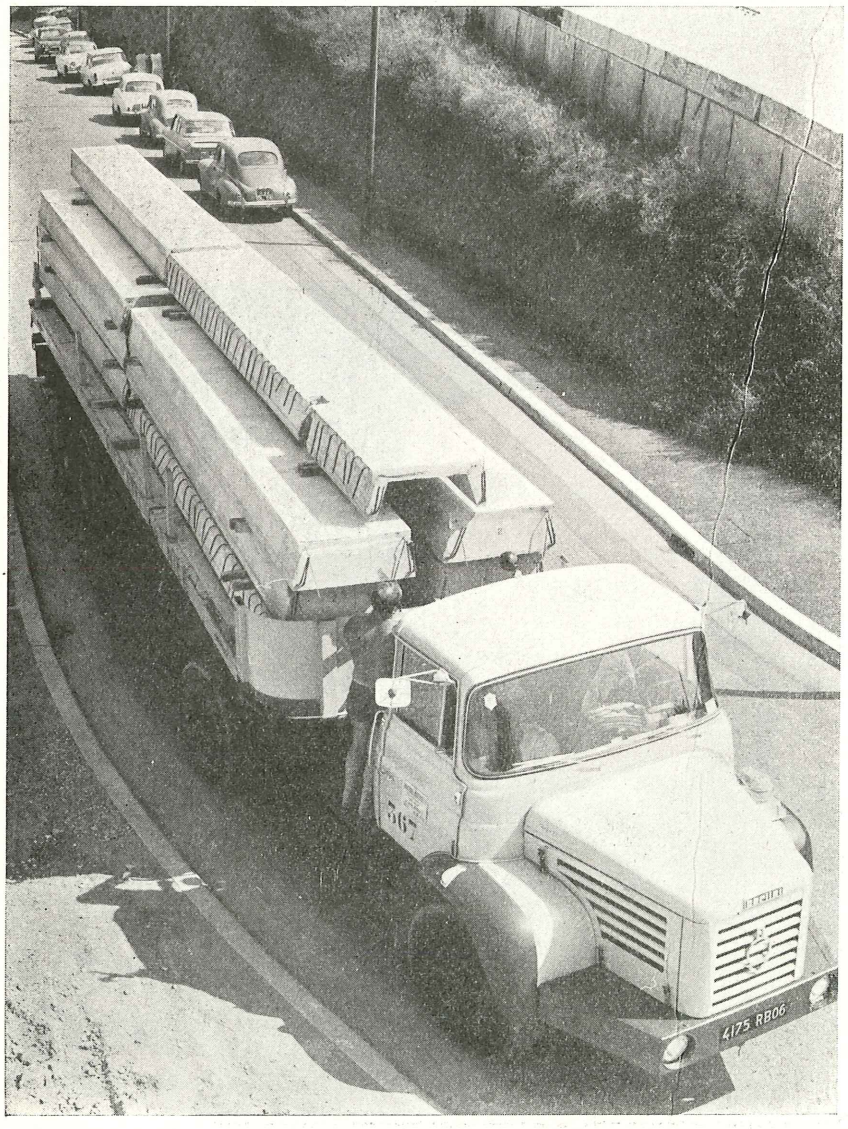


Fig. 11. — Transporte de paneles de hormigón pretensado para forjados de construcciones escolares.

En su contra está que exige una mejor ejecución en obra, y que, por tanto, pueden producirse fallos del forjado no imputables al fabricante, cosa que no ocurre en el caso de empleo de viguetas resistentes.

Otro problema no grave para el fabricante, no para el constructor, pero sí para el arquitecto y el propietario son las fisuras longitudinales de techo. ¿Por qué la reglamentación española es la única que no exige la armadura transversal?..., ¿por qué no nos importa el dar yeso sobre hormigones de vigueta y bovedillas de muy distinta naturaleza?... mientras sigan así las cosas, no hay manera de evitar estas grietas, sobre todo en los forjados de cubierta y en los de gran luz.

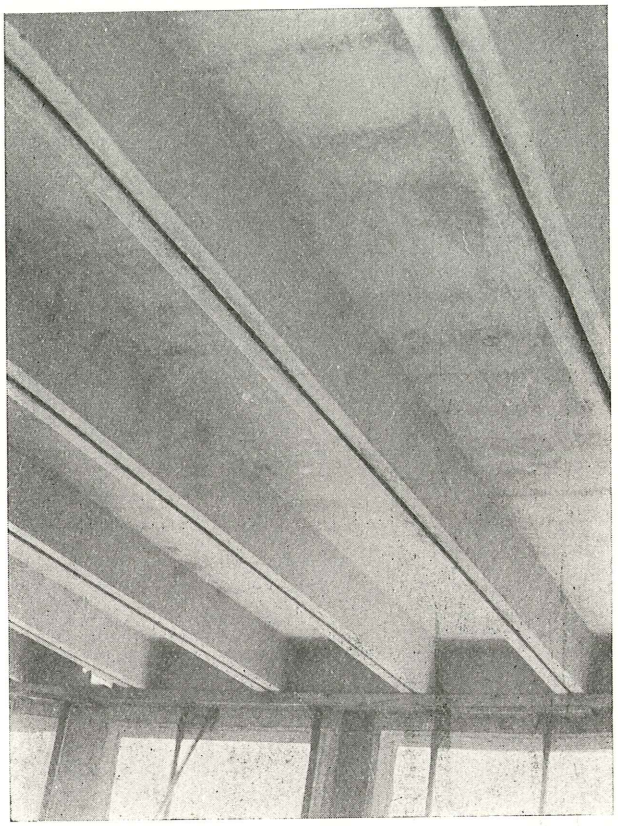


Figura 12.

Otra solución de amplio mercado lo constituye la llamada "cerámica-pretensada", que en realidad es un hormigón pretensado con cerámica incorporada como encofrado y que colabora en mayor o menor medida en la absorción de esfuerzos. Soluciones de este tipo hay muchas, y entre ellas cabe destacar esta ingeniosa solución de forjados reticulados, con cerámica pretensada en una dirección y hormigón armado en otra.

Y por último, unos ejemplos de paneles resistentes y semirresistentes, que tienen la gran ventaja de ofrecer el techo acabado y sin necesidad de enlucir con yeso.

ANDECE, la Asociación Nacional de Derivados del Cemento, Sindicato de la Construcción consciente de todos estos problemas, ha emprendido hace tiempo una colaboración con el IET, creando una secretaría técnica, que con la colaboración de todos los fabri-

cantes está redactando unas normas de calidad, claras y concretas, para que todos sepan cuál es el buen camino, y se pueda emprender la leal competencia del justo precio y de la calidad.

Si después de ello algunos siguen dándoselas de listos, y no las acatan, les pasará como a los que como ahora siguen sin enterarse de cómo hay que hacer el hormigón o que el coeficiente de seguridad de sus viguetas a fisuración tiene que ser superior a 1,3 y el de rotura a 2, y es que por mucho dinero que ganen, no tienen ni para pagar los disgustos que se llevan.

Confiemos, pues, en que la calidad que son capaces de ofrecer hoy día muchos buenos fabricantes, sea tan contagiosa como esa gripe que casi todos hemos pasado o van a pasar, con lo cual el futuro de los forjados pretensados será tan halagüeño como todos los aquí presentes sinceramente deseamos.

591 - 5 - 16

la contribución de las vigas Preflex para la realización de forjados de gran luz y canto pequeño

C. ALVAREZ

0.0.0. INTRODUCCION

En los temas inscritos en el orden del día de la presente Asamblea, el sistema Preflex ha podido figurar por diversos conceptos. Se trata de una viga presolicitada, compuesta de una armadura rígida de acero y de un recubrimiento parcial de hormigón pretensado, cuya concepción proviene de las ideas generales del pretensado. Los principios de concepción y de cálculo de este tipo de viga han sido ya descritos en la revista "Hormigón y Acero" (números 85, de 1967, y 86, de 1968), y nuestra intención es evitar aquí toda repetición.

Existe, además, el caso especial de vigas Preflex que llevan cables flexibles de pretensado, incorporados a la cabeza de hormigón. Esperamos que este tipo de vigas sea el objeto de un artículo que aparecerá próximamente en la misma Revista.

Preocupados por aportar información, susceptible de interesar a gran número de ingenieros y técnicos que trabajan en el dominio del pretensado y de la prefabricación, hemos elegido para presentar a la atención de esta Asamblea una descripción de los diferentes procedimientos de utilización de las vigas Preflex en unión de elementos prefabricados, de hormigón sobre todo, para constituir forjados de gran luz y canto pequeño, capaces de soportar, en caso necesario, fuertes sobrecargas.

Nuestro propósito es poner de relieve las nuevas posibilidades que se ofrecen a los autores de proyectos, para una utilización racional de la amplia gama de productos puestos a su disposición por los fabricantes de vigas de hormigón pretensado y de elementos para forjados.

1.0.0. GENERALIDADES

1.1.0. Las diferentes técnicas de producción, de contabilidad, de cibernética, de investigación, de enseñanza, de hospitalización, de espectáculos, de información; las formas de vida, de trabajo, de comunicación, etc., están en una fase de rápida y constante evolución.

Ocurre con cierta frecuencia que algunos edificos construidos hace tiempo para responder correctamente a los criterios del momento, quedan anticuados o inútiles pocos

años más tarde, cuando el propietario quiere introducir en su establecimiento las nuevas técnicas.

Muchos arquitectos e ingenieros, adelantándose al fenómeno que hemos señalado, se han preocupado de proteger el porvenir de sus obras, proyectándolas de tal manera que las futuras adaptaciones sean realizables. Veremos que los criterios a aplicar para ello no sólo preservan el porvenir, sino que a la vez mejoran la rentabilidad del edificio desde el primer momento.

1.2.0. ¿Cuáles son los principios de base que el autor de un proyecto debe tener en cuenta?

1.2.1. La primera condición es la ausencia de toda traba en la planta, en forma de pilares situados en el interior del perímetro del edificio o de sus partes esenciales.

Es preciso, desde luego, que el ancho del espacio así liberado sea razonablemente grande.

1.2.2. Se llega así a soluciones que implican vigas de gran luz y se plantea entonces el problema de su canto. Las limitaciones de altura impuestas por las ordenanzas, el elevado precio de los terrenos que induce a construir el mayor número posible de pisos dentro de la altura total permitida, y los inconvenientes estéticos y constructivos de que las vigas sobresalgan mucho del forjado, concurren en hacer del mayor interés la reducción del canto de los forjados y de las vigas que los soportan, debiendo ser esto compatible con su capacidad para soportar grandes cargas.

1.3.0. El encarecimiento progresivo de la mano de obra y la falta de obreros especializados obligan a los promotores actuales a buscar una prefabricación lo más avanzada posible si quieren evitar un precio de coste exagerado de la obra, y una inmovilización importante de capitales durante el largo plazo de construcción.

El empleo de vigas Preflex, ofreciendo un apoyo inmediato para los elementos secundarios prefabricados, permite alcanzar un alto grado de prefabricación y utilizar las vigas y los forjados de hormigón pretensado en las mejores condiciones económicas.

La gran capacidad portante de las vigas Preflex permite, en efecto, espaciarlas desde 6 hasta más de 18 m. Con separaciones más reducidas, el hormigón pretensado cede el paso al hormigón armado.

1.3.1. El inconveniente mayor, causa de muchos accidentes, de las estructuras prefabricadas es su falta de rigidez manifestada sobre todo en las uniones entre los diferentes elementos. La combinación de las vigas Preflex con forjados de hormigón pretensado permite evitar este inconveniente con muy poco gasto. La unión rígida de los diferentes elementos se asegura con hormigón realizado a pie de obra, para el que, a veces, ningún encofrado es necesario. Su precio de coste es, por tanto, muy reducido.

Se obtiene así una estructura prefabricada perfectamente monolítica, capaz de soportar, además de las cargas verticales, el empuje del viento, los descensos diferenciales en los cimientos y las sacudidas sísmicas.

1.3.2. Respecto al montaje hagamos notar que una viga Preflex pesa mucho menos que una viga de hormigón pretensado del mismo canto y de la misma capacidad portante, y su manipulación no requiere ninguna de las precauciones impuestas a las de hormigón pretensado. No es de tener ningún riesgo de rotura. Cualquier empresa constructora o de montaje puede rápidamente ponerse al corriente de esta técnica.

1.4.0. Los principios generales enunciados antes (párrafo 1.2) se hacen más imperativos cuando se trata de obras construidas con vistas a su alquiler (inversión de fondos) o con vistas a su venta por partes.

El promotor no suele conocer las diferentes necesidades de sus futuros clientes. No debe, por tanto, compartimentar los locales en construcción.

Sin embargo, la creación de grandes luces libres con ayuda de vigas Preflex grava muy poco el coste de la obra, pues el precio total de las vigas no es más que una pequeña parte del coste total de la construcción.

En cambio, cuando se puede ofrecer al cliente posibilidades ilimitadas de distribución interior, la plusvalía repercute en el coste total de la obra, aumentando el rendimiento del capital invertido.

A título de ejemplo, se puede decir que, si el coste aumenta del 1 al 5 por 100 (según el tipo de los edificios), el rendimiento aumenta del 10 al 20 por 100.

Además, el reducido peso y el débil canto de las vigas, redundan en una economía en cimientos, columnas y remates.

1.4.1. Lo que es verdad para los edificios administrativos (oficinas, bancos, seguros, etcétera) lo es más aún para los edificios industriales, en lo que la mejora es, a veces, importante, porque no precisan de remates costosos, y pueden ser erigidos sobre terrenos situados en zonas donde los precios de adquisición son razonables.

Hagamos aquí alusión a un tipo de edificación de nueva concepción, que creemos va a suscitar un gran interés en inversionistas privados y organismos oficiales. Son locales de varios pisos a disposición de los pequeños industriales y artesanos en zonas urbanas. Están provistos de distribución de energía eléctrica, agua, gas, iluminación y, a veces, de aire comprimido y calefacción. En ellos pueden ser vecinos un taller de mecánica, una pequeña industria química, una pequeña fábrica de tejidos, un taller de confección, etc.

Es evidente que las condiciones esenciales de éxito de una inversión de este tipo serían la libertad de disposición de la superficie alquilada o vendida, un gálibo mínimo adecuado y la posibilidad de una sobrecarga de cierta importancia.

1.5.0. Los elementos prefabricados en estructuras hiperestáticas pueden solucionar el problema de los momentos demasiado grandes en los nudos con relación a los de centros de vanos.

Utilizando las vigas Preflex se puede fácilmente colocar (u hormigonar en obra) todos los elementos del forjado antes de la rigidización de los nudos.

Con ello, todo el peso propio del forjado no da lugar (si se quiere) a ningún momento de continuidad. Estos aparecen para las sobrecargas permanentes y variables.

2.0.0. PROCEDIMIENTOS DE REALIZACION

Después de haber puesto de relieve algunas de las numerosas ventajas del empleo de vigas Preflex conjuntamente con otros elementos prefabricados, vamos a dar una idea de las diferentes combinaciones posibles, aunque sin entrar de todas maneras en todos los detalles de ejecución.

El servicio técnico de la empresa productora de las vigas Preflex pondrá gustosa esos detalles a disposición de los autores de proyectos y de los contratistas en cada caso preciso.

Las técnicas a que nos referiremos más adelante no son pura teoría, sino que cada caso está ilustrado por uno o varios ejemplos de realización.

2.0.1. En la concepción general del forjado se puede empezar por distinguir dos clases de realizaciones.

2.0.1.1. Vigas Preflex principales y elementos de forjado apoyados directamente sobre estas vigas. En este caso, los elementos de forjado son perpendiculares a las vigas principales.

2.0.1.2. Vigas Preflex principales, vigas secundarias (de hormigón pretensado, de hormigón armado, metálicas o preflectadas) y elementos terciarios de forjado de cualquier clase, colocados sobre las vigas secundarias paralelamente a las vigas Preflex.

Estos elementos pueden ser de hormigón armado, pretensado o ligero, de cerámica, de nervios metálicos (tipos Omnia, Kaiser, Stran Steel, Stalton, etc.), todos ellos prefabricados o de hormigón armado in situ sobre encofrado apoyado en las vigas ya colocadas.

La elección depende del precio de coste, del peso medio del metro cuadrado de piso, de la sobrecarga, de los cantos deseados y también de la preferencia del autor del proyecto o del contratista.

2.0.2. Siempre es posible apoyar directamente sobre el hormigón precomprimido de la viga Preflex el elemento secundario. Basta reforzar la armadura transversal (estribos) de este hormigón y hacerlo pasar a través de orificios hechos en el alma del perfil metálico (ver fig. 2.0.2-1).

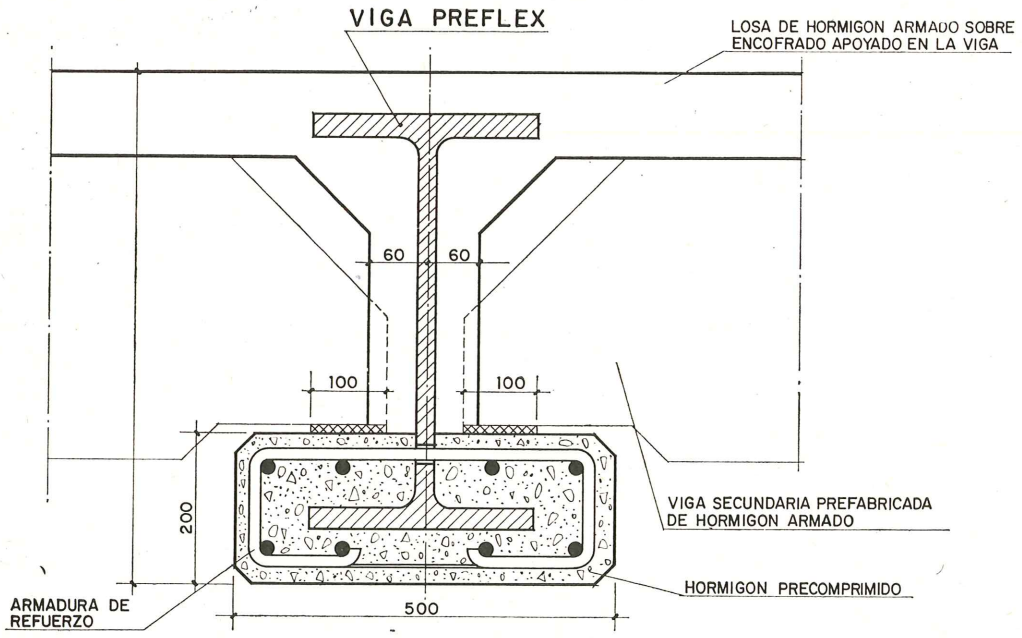


Figura 2.0.2-1.

F. DEL POZO

En la práctica, sin embargo, no se apoyan directamente sobre el hormigón precomprimido más que elementos de forjado, cuya reacción por metro lineal de apoyo no sea elevada (ver fig. 2.0.2-2).

Cuando se trata de vigas secundarias, se intercala, entre el extremo de la viga secundaria y el hormigón precomprimido, una capa de mortero, una placa metálica o una placa de neopreno (según la concepción del conjunto del forjado), localizando el apoyo lo más cerca posible del alma (ver fig. 2.0.2-3).

2.0.3. Cuando la relación de los cantos respectivos de la viga Preflex y de los elementos del forjado lo exige, se ejecuta una parte del recubrimiento superior del perfil antes de la colocación del forjado. Este recubrimiento sirve entonces de apoyo a los elementos secundarios (ver fig. 2.0.3-1).

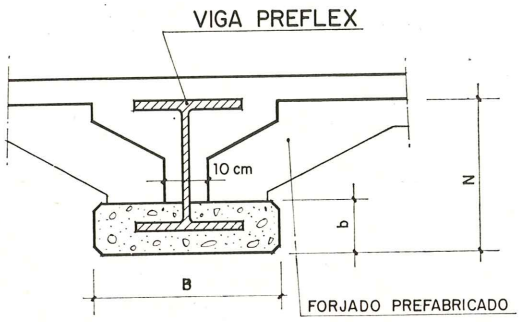


Figura 2.0.2-2.

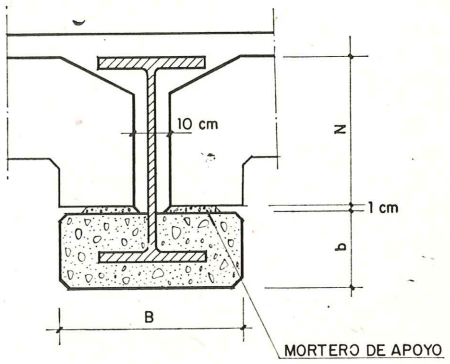


Figura 2.0.2-3.

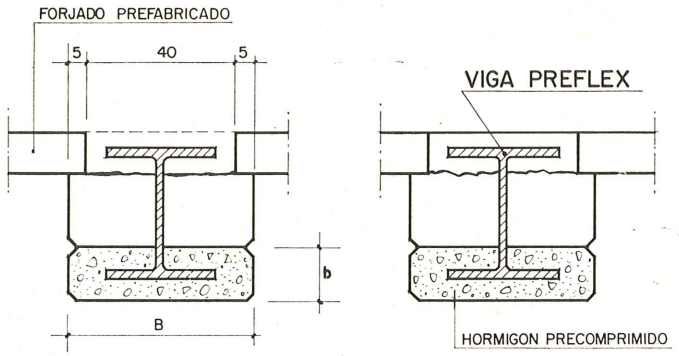


Figura 2.0.3-1.

Lo mismo se hace cuando se emplean elementos de encofrado perdido de hormigón con o sin armaduras principales incorporadas (ver fig. 2.2.5-1).

2.0.4. En muchos casos el canto de las vigas secundarias debe ser tan grande como el de las vigas Preflex, debido a la diferencia de capacidad portante de unas y otras, por lo menos diez veces mayor en las Preflex que en las de hormigón.

En ese caso se pueden perfilar los extremos de las vigas secundarias, como se ve por ejemplo sobre la figura 2.1.2-1.

Se puede también, a la altura requerida, incorporar un trazo de vigueta metálica en el extremo de la viga de hormigón que sirva para el apoyo.

2.0.5. En ciertos elementos prefabricados se prevé armaduras de espera en sus extremos. Estas armaduras son embebidas en el hormigón complementario realizado en obra y aseguran su mejor unión con las vigas Preflex y con el conjunto de la estructura. Existe un gran número de variantes propias de cada constructor (ver fig. 2.1.4-1).

2.0.6. La realización de la continuidad de los elementos secundarios no presenta ninguna dificultad. Puede ser asegurada, o bien con armaduras en espera, o bien con armaduras colocadas después, en ambos casos incorporadas al hormigón realizado en obra (ver figs. 2.1.1-2 y 2.0.6-1).

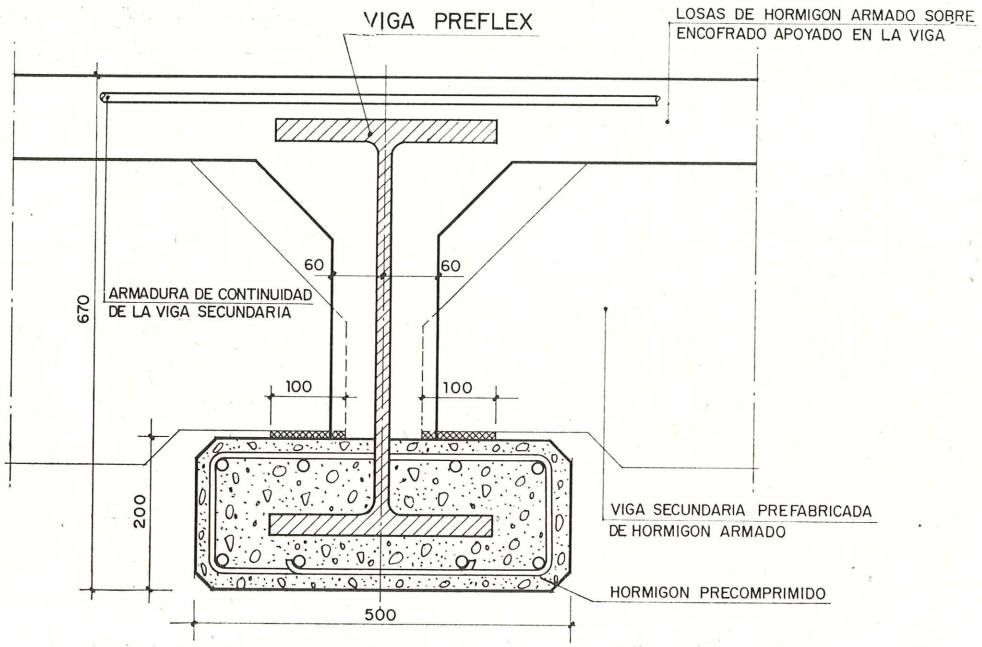


Figura 2.0.6-1.

Se puede también dejar, si conviene, en el alma de las vigas Preflex, orificios redondos u ovalados para el paso de las armaduras de unión y de continuidad.

2.0.7. La forma y la disposición de los elementos secundarios deben permitir la posibilidad de hormigonar sin otro encofrado el recubrimiento complementario de las vigas Preflex, que sirve al mismo tiempo como medio de unión rígida entre los diferentes elementos Preflex de la estructura y como cabeza de compresión de la viga (ver figura 2.1.4-1).

2.0.8. En el caso de edificios bastante largos es necesario prever juntas de dilatación, a veces mediante dos vigas Preflex, una de cada lado de la junta. Se puede, sin embargo, realizar la junta de una manera más económica, con una sola viga Preflex solidaria solamente con una parte del forjado y recibiendo la otra parte con ayuda de un apoyo de dilatación (ver fig. 2.1.2.-2).

2.0.9. Cuando el forjado se apoya de un solo lado de la viga Preflex, esta última está solicitada a torsión si no se toma la precaución de transferir la reacción al eje de la viga, lo que no es siempre fácil, en el caso, sobre todo, de vigas de hormigón.

Sin embargo, la viga en su estado final tiene una resistencia torsional bastante elevada. Basta, pues, en general, algunas precauciones para evitar el vuelco de la viga Pre-

flex o su deformación durante la ejecución de la obra: apuntalamiento o atado provisionales.

2.0.10. Casos especiales de unión pueden presentarse cuando las vigas Preflex llevan voladizos importantes y el hormigón precomprimido está entonces orientado hacia arriba.

Entre otras soluciones se pueden dejar superficies rugosas en el hormigón precomprimido y/o prever armaduras en espera, saliendo lateralmente de la cabeza de hormigón precomprimido.

2.0.11. Señalemos finalmente la posibilidad de efectuar precompresión de un forjado en voladizo mediante una preflexión adecuada total o adicional, a realizar por un equipo especializado, después de la colocación de las vigas Preflex.

Veamos ahora los diferentes tipos de realizaciones.

2.1.0. Vigas Preflex con vigas secundarias y/o elementos de forjado de hormigón pretensado.

Es la combinación que permite realizar económicamente las superficies libres más extensas con un mínimo de peso propio. Sólo los forjados metálicos (vigas más chapas Robertson, por ejemplo) podrían rivalizar en extensión y peso, pero no en precio probablemente.

Veremos, sin embargo, en la continuación algún ejemplo con vigas secundarias metálicas.

2.1.0.1. Los elementos de forjado, disponibles en el mercado, tienen una sección tubular en U o en pi (π).

La longitud de estos últimos elementos puede ser de hasta 20 m. Se apoyan sobre la viga Preflex, ya sea por sus propios nervios, ya sea por pantallas que cierran sus extremos para formar el encofrado del recubrimiento complementario de la viga Preflex.

2.1.0.2. Las vigas secundarias de hormigón pretensado de canto constante o variable son de tipo estándar.

Sólo a veces se deben preparar sus extremos y prever armaduras de espera, en función de los apoyos y de las uniones a realizar.

2.1.1. MUSEO AFRICANO DE TERVUREN (BELGICA)

Ejemplo de un forjado totalmente prefabricado, cuyo montaje se hizo en un tiempo récord. Fue el primero en que se utilizaron viguetas pretensadas en unión con vigas Preflex.

El forjado está formado por vigas Preflex de 25,62 m de luz, colocadas cada 8,54 metros, reposando sobre columnas o sobre otras vigas Preflex gemelas. Estas vigas soportan las vigas secundarias prefabricadas de hormigón pretensado colocadas cada 4,27 m, y en éstas se apoyan los elementos prefabricados en

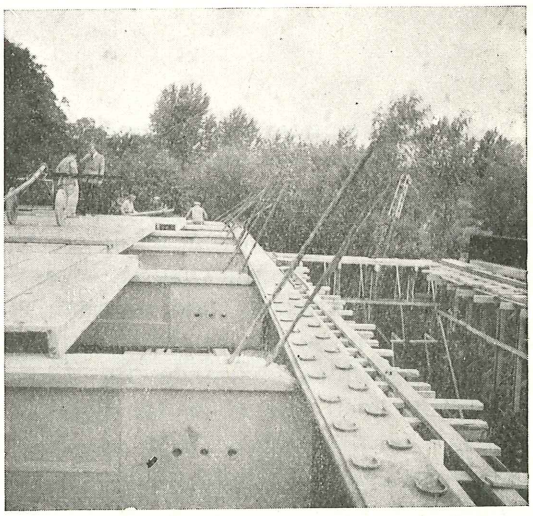


Foto 2.1.1-1.

forma de U de hormigón pretensado. El conjunto se recubre con una capa de hormigón in situ (foto 2.1.1-1).

La esbeltez es 1 : 26 para las vigas Preflex y 1 : 16 para las vigas de hormigón pretensado. La carga media por metro lineal de viga Preflex normal es de 9 Tn. Las sobrecargas previstas son de 400 kg/m², además del peso propio de pavimento y forjado. La reacción de la viga Preflex normal sobre la viga Preflex gemela es de 110 Tn.

Las uniones fueron de dos tipos: vigas Preflex con viga Preflex (fig. 2.1.1-1) y vigas secundarias con vigas Preflex (fig. 2.1.1-2).

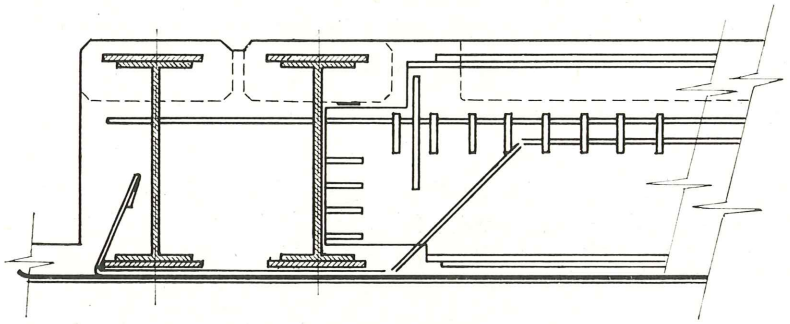


Figura 2.1.1-1.

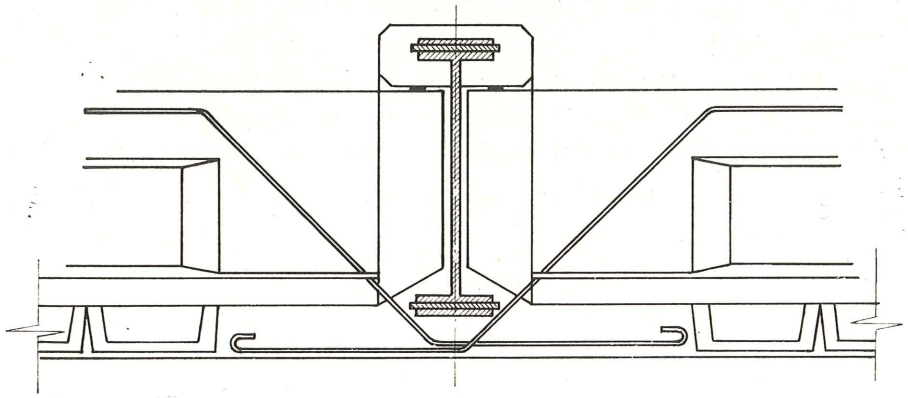


Figura 2.1.1-2.

2.1.2. ESTACION DE AUTOBUSES EN BRUSELAS (fotos 2.1.2-1 y 2.1.2-2)

La estructura del forjado está formada por dos series de vigas Preflex de 15,90 m de luz, separadas 8,35 m, con un apoyo común, al que posteriormente se le da continuidad. Sobre este sistema principal de vigas se apoyan las viguetas secundarias prefabricadas de hormigón pretensado, que soportan el forjado propiamente dicho. Este forjado está constituido por un nervio de chapa metálica, que soporta el encofrado para el hormigón in situ que termina el forjado (fig. 2.1.2-1). El canto total de las vigas Preflex es de 69 centímetros, igual que el de las viguetas prefabricadas. Cada viga Preflex pesa 7 Tn., y la carga total por vano de 15,90 m es de 83 Tn. Hay que hacer notar que cada elemento de la estructura desempeña el papel que mejor le corresponde: las vigas Preflex como elementos de gran luz y gran carga, las viguetas pretensadas para luces medias y los elementos de forjado nervado para luces pequeñas.

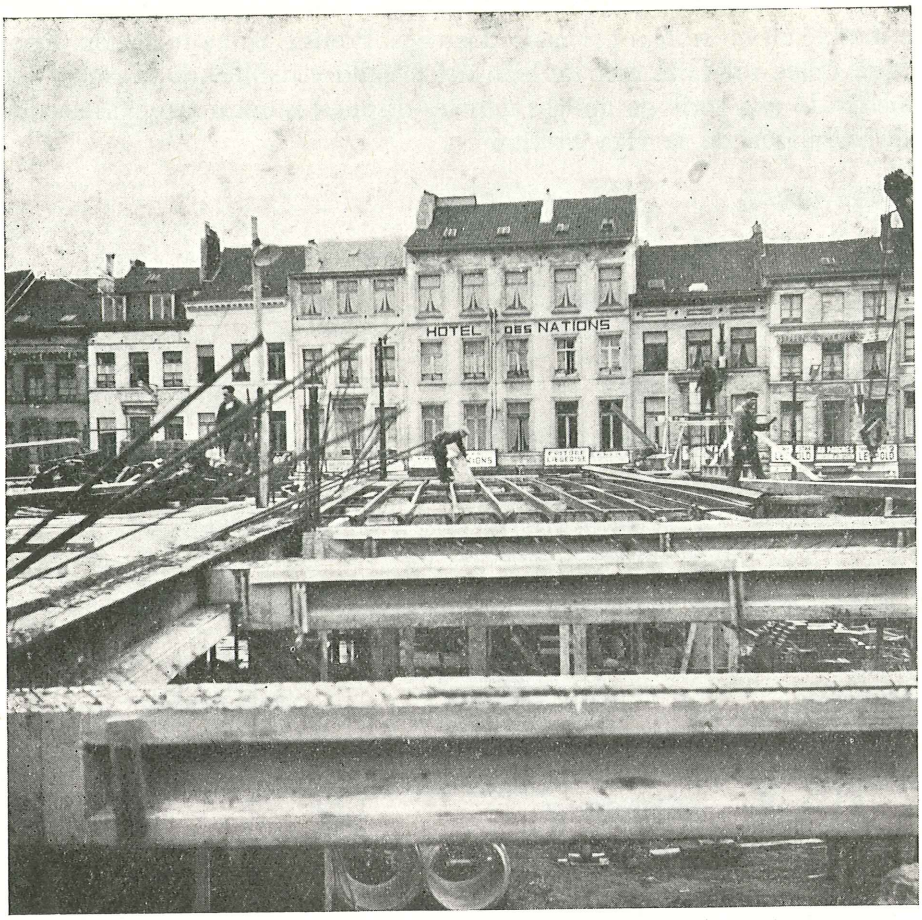


Foto 2.1.2-1.

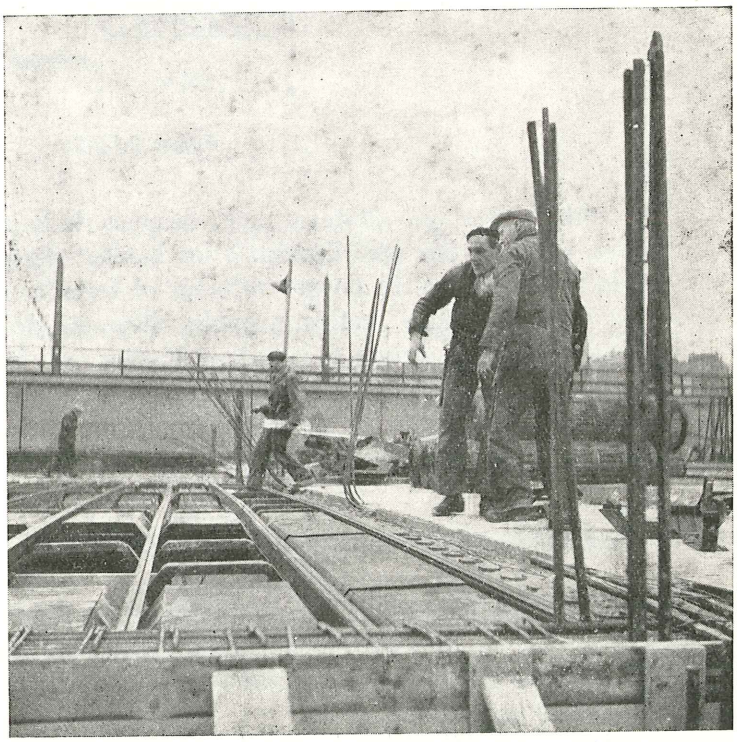


Foto 2.1.2-2.

En las juntas de dilatación no se han colocado dos vigas Preflex. Se ha realizado (figura 2.1.2-2) con una viga única solidaria con un lado del forjado y recibiendo la carga del otro lado, por intermedio de una serie de apoyos móviles dispuestos entre las vigas secundarias y la cabeza de hormigón de la viga Preflex.

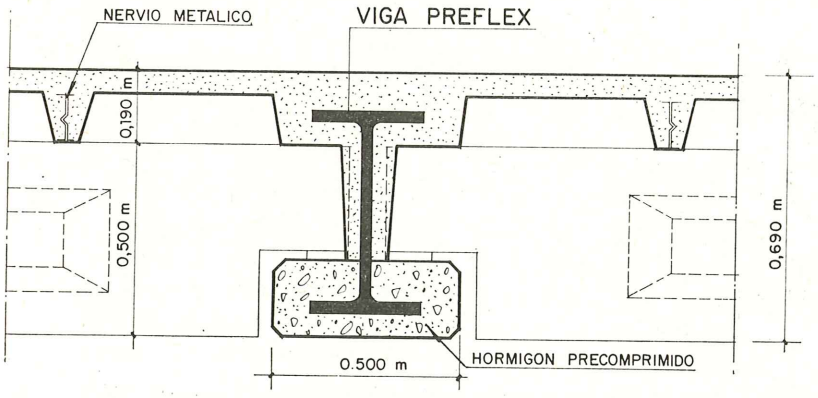


Figura 2.1.2-1.

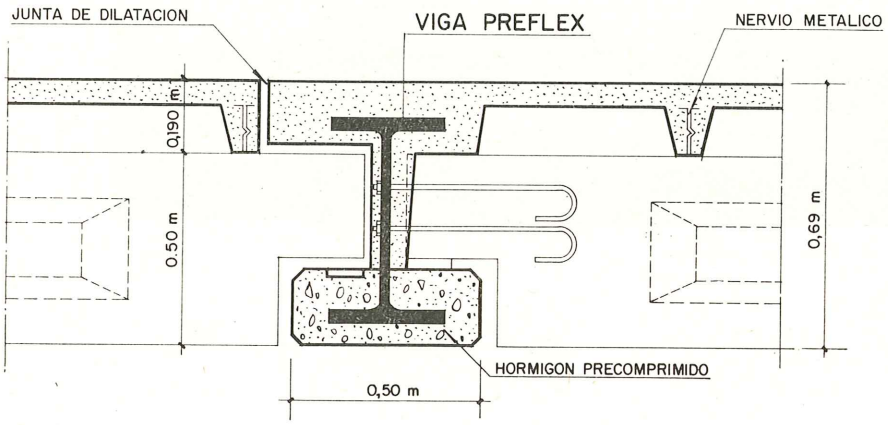


Figura 2.1.2-2.

Por último, hay que destacar que, después de la puesta en servicio de la Estación de Autobuses, se quiso dar otro destino a los locales situados encima de esta estación, aumentando la sobrecarga. Hubo que reforzar el forjado, introduciendo debajo de la losa y apoyadas sobre las vigas Preflex, a media distancia de las viguetas pretensadas, otras viguetas metálicas. En cuanto a las vigas Preflex, no hubo que tocarlas, aguantando sin ningún refuerzo no sólo la nueva sobrecarga, sino también el peso de las nuevas viguetas metálicas. De esta forma, la capacidad portante de las vigas Preflex resultó ser 11 veces superior a la de las vigas secundarias.

2.1.3 PARKING BOTANIQUE EN BRUSELAS

Las vigas Preflex empleadas en la estructura del forjado, tienen una luz que varía entre 14,20 m y 17 m. Su separación es de 9 m. Sobre ellas se apoyan las vigas secundarias prefabricadas de hormigón pretensado. Sus luces varían entre 8,30 m y 9 m y su separación entre 2,40 m y 2,85 m.

El forjado se terminó con el hormigonado de una losa sobre encofrados apoyados en la red así establecida.

Las vigas Preflex tienen 55 cm de canto, mientras que las pretensadas 45 cm. La losa tiene un espesor de 8 cm.

Las sobrecargas útiles previstas han sido de 150 kg/m² para el cálculo de las vigas Preflex y de 200 kg/m² para las vigas secundarias y la losa.

Para el apoyo de las vigas secundarias se ha empotrado en ambos extremos un perfil metálico, que reposa en una capa de mortero sobre el ala de hormigón precomprimido de la viga Preflex y lo más cerca posible de su alma.

Para dar continuidad al conjunto cuando soporte las cargas de 2.ª fase (sobrecarga permanente + sobrecarga útil), se han previsto armaduras superiores embebidas en la losa.

2.1.4. CREDIT COMMUNAL DE BELGIQUE

La estructura de una parte del forjado está formada por vigas Preflex, cuya luz varía entre 15 y 18 m, separadas 7,20 m entre sí. Estas soportan los elementos secundarios del forjado, constituido por unos elementos prefabricados en doble T, de hormigón pretensado, de 1,80 m de ancho y solidarizados por plaquetas metálicas soldadas entre sí. El forjado se completa con una capa de hormigón in situ de 6 cm de espesor, realizado directamente sobre los elementos prefabricados (foto 2.1.4-1.).

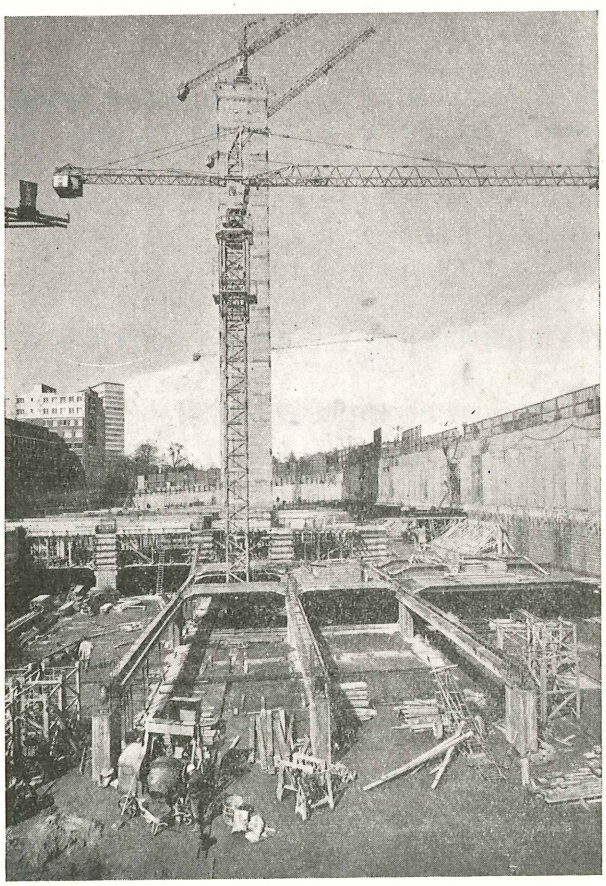


Foto 2.1.4-1.

El canto total de la viga Preflex es de 80 cm que, para una luz media de 17 m, da una esbeltez de 1 : 21.

Los elementos prefabricados en la estructura alcanzan 14,6 m de luz, con un canto de 56 m y una esbeltez de 1 : 25. Las sobrecargas útiles previstas han sido de 400 kg/m².

La colocación de los elementos prefabricados sobre las vigas Preflex no ha ofrecido dificultades. Estos elementos tienen en sus extremos una forma especial (ver fig. 2.1.4-1.), para que sirvan de encofrado del hormigón in situ.

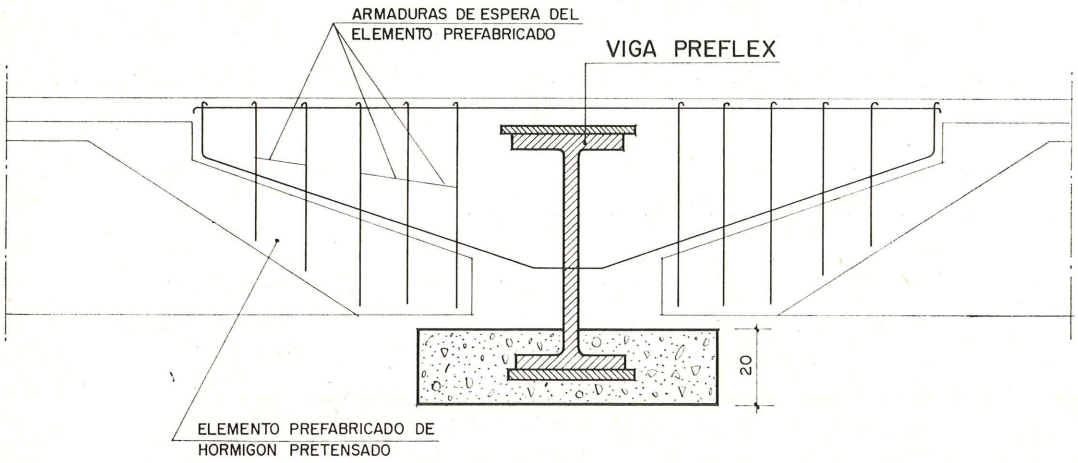


Figura 2.1.4-1.

Las uniones entre el hormigón in situ y el elemento prefabricado se realizan con estribos en espera de este último. Otros estribos que atraviesan el alma de la viga Preflex por agujeros dispuestos al efecto aseguran la ligazón de ésta con el hormigón in situ. Por último, unas armaduras sobre las vigas Preflex sirven para dar continuidad a los elementos prefabricados del forjado.

2.1.5. EDIFICIO DE OFICINAS DE LA ROLLS ROYCE EN DERBY (Inglaterra).

Las vigas Preflex empleadas tienen 48' (14,63 m) de luz.

El sistema secundario está formado por piezas prefabricadas de hormigón pretensado, que se apoyan directamente sobre la cabeza de hormigón precomprimido. Sirven de encofrado para la losa de hormigón in situ que completa el forjado (foto 2.1.5-1.).

En la cubierta se han dejado simplemente las piezas prefabricadas sin hacer la losa de hormigón sobre ellas.

2.1.6. F.M.S.S. INMUEBLE PARA OFICINAS EN LIEJA

Actualmente en construcción, el forjado tipo de este inmueble lleva vigas Preflex, formando un tramo continuo de 7,5 m para los laterales y 3,80 m para el central. Están separados 5,80 m. Sobre ellas se apoyan directamente los elementos prefabricados en U, de

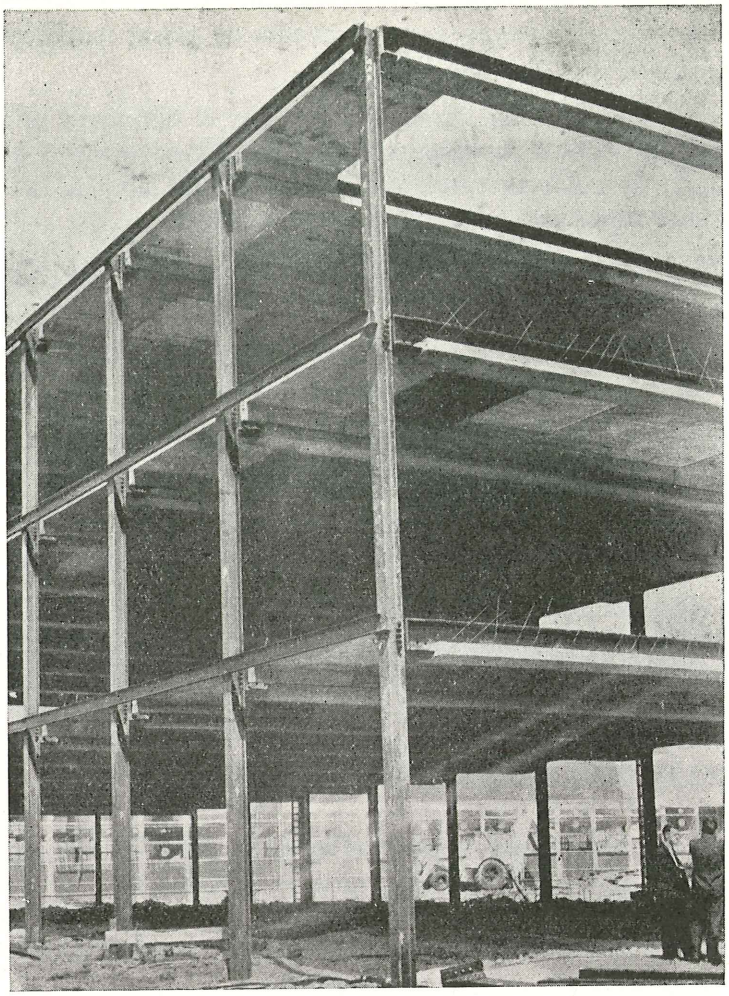


Foto 2.1.5-1.

hormigón pretensado, de 50 cm de ancho. Las juntas entre los elementos se llenan de mortero.

Las vigas Preflex tienen un canto de 31 cm y su esbeltez es de 1 : 29. Los elementos prefabricados tienen 28 cm de altura. Las sobrecargas útiles previstas son de 300 kilogramos/m^2.

2.1.7. FABRICA DE TAPICES DE AALBEKE (Bélgica)

La zona de almacenamiento está formada por ocho pórticos de tres vanos, distantes entre sí de 18 a 20 m.

Estos pórticos están formados por vigas Preflex de 20,50 m de luz y por columnas de hormigón armado.

Las vigas secundarias, perpendiculares a las Preflex, son prefabricadas de hormigón pretensado y de canto variable, con el máximo en el centro. La cubierta se completa con placas de hormigón ligero apoyadas directamente.

Las vigas pretensadas se apoyan por intermedio de placas metálicas en la cabeza de hormigón precomprimido de las vigas Preflex.

El canto de estas últimas, una vez recubiertas por el hormigón in situ, alcanza 1,15 metros lo mismo que las vigas secundarias en su centro. Pero, mientras que la viga Preflex debe soportar el peso de cubierta correspondiente a 400 m², además del peso de las vigas secundarias, éstas sólo soportan el correspondiente a 100 m².

2.2.0. Vigas Preflex con vigas secundarias y/o elementos de forjado prefabricados de hormigón armado.

Esta combinación no resulta práctica más que cuando la separación de las vigas Preflex no pasa de 8 m y la de las viguetas segundarias de 5 m.

Si se quisiera colocar vigas de hormigón armado con separaciones más grandes, se emplearían elementos de forjado de hormigón pretensado.

2.2.0.1. Los tipos de elementos de forjado son tan numerosos que es imposible citarlos. Los hay tubulares, en U, en T invertida con diferentes formas de relleno, etc.

2.2.0.2. Las vigas secundarias de hormigón son generalmente tan fáciles de fabricar que el contratista organiza él mismo esta fabricación. Si se quisiera dar a estas vigas una forma más elegante sería preciso dirigirse a una fábrica con los moldes necesarios.

2.2.1. OFFICE NATIONAL DE L'EMPLOI EN BRUSELAS

El forjado está constituido por vigas Preflex de 14,35 m de luz, separadas cada 5,80 metros. Sobre estas se apoyan las vigas secundarias prefabricadas de hormigón armado, entredistantes 2,5 m. En estas vigas se han previsto orificios por los que pasan unas barras, sobre las que van las chillas del encofrado de la losa superior del forjado. Esta se hormigona pues, sin necesidad de puntales (foto 2.2.1-1.).



Foto 2.2.1-1.

Foto 2.2.2-1.

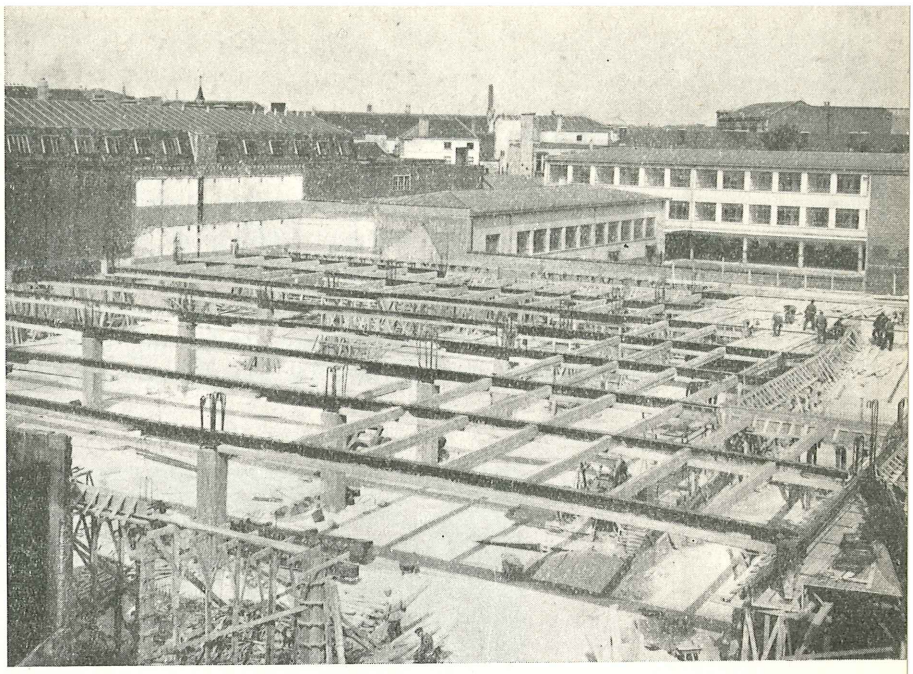
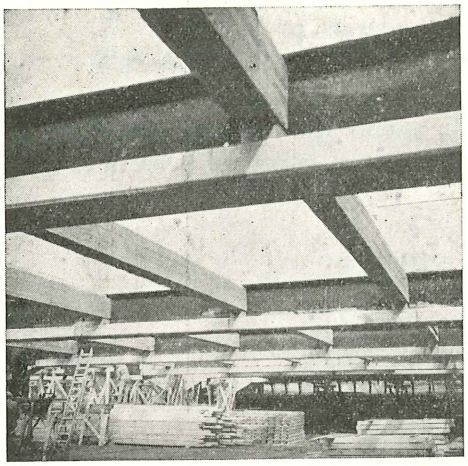


Foto 2.2.2-2.



2.2.2. GRAN GARAJE EN BRUSELAS

La estructura principal de este garaje está formada por pórticos de 3 vanos separados cada 6,70 m, formados por vigas Preflex de 19,20 m de luz que soportan viguetas prefabricadas de hormigón armado (foto 2.2.2-1.). Estas últimas están colocadas sobre el hormigón precomprimido, con interposición de una capa de mortero para localizar los apoyos lo más cerca posible del alma de las vigas Preflex (foto 2.2.2-2.) Estas viguetas soportan un encofrado ligero autoportante de chillas para el hormigón del forjado propiamente dicho. Los tacos para la sujeción de las chillas han sido clavados en la vigueta con pistola (fig. 2.2.2-1.).

Esta concepción de la estructura ha permitido una realización muy económica y rápida y un aspecto muy esbelto; en efecto, el canto total de las vigas es de 0,67 m, es decir, 1/30 de la luz.

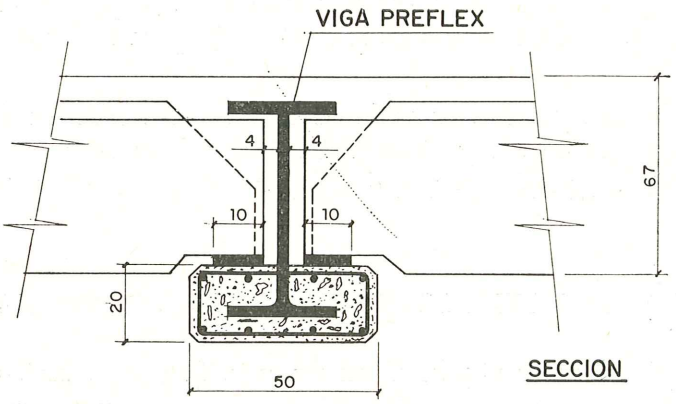


Figura 2.2.2-1.

2.2.3. ASSOCIATION LIEGEOISE D'ELECTRICITE

Los pisos normales comportan dos vigas Preflex paralelas a las fachadas. Estas vigas están separadas 4,90 m y tienen 16,60 m de luz. Las vigas secundarias prefabricadas de hormigón armado, que se apoyan en las vigas Preflex, tienen luces de 4,90 m o de 5,80 metros. Están separadas 3,40 m. Sobre estas vigas de hormigón armado se apoyan a su vez piezas prefabricadas en U, también de hormigón, de 50 cm de ancho, que forman el forjado propiamente dicho (foto 2.2.3-1). El monolitismo del conjunto se consigue echando

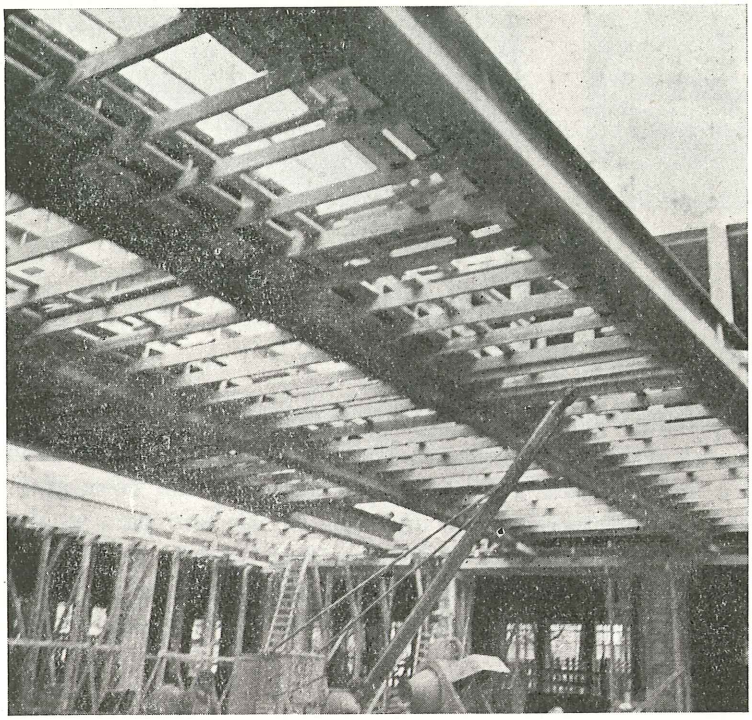


Foto 2.2.3-1.

un mortero entre las juntas dejadas por los bloques prefabricados y hormigonando el recubrimiento de la viga Preflex con los extremos de las vigas prefabricadas. A este fin los elementos prefabricados están cerrados en sus extremos, para servir de encofrado (ver figura 2.2.3-1.).

El canto total de las vigas Preflex es de 50 cm con una esbeltez de 1 : 33. El de las vigas prefabricadas es de 45 cm y el espesor máximo de los elementos de forjado, de 12 centímetros. Las sobrecargas útiles consideradas fueron en unos casos 300 km/m^2 y en otros, 600 kg/m^2.

2.2.4. PUENTE DE CHERATTE SOBRE LA AUTOPISTA REY BALDUINO

Los tramos soportados por vigas Preflex son seis. Sus luces oscilan entre 19,40 m y 34 m. El ancho total del puente es de 12 m, siendo cuatro las vigas que soportan cada tablero.

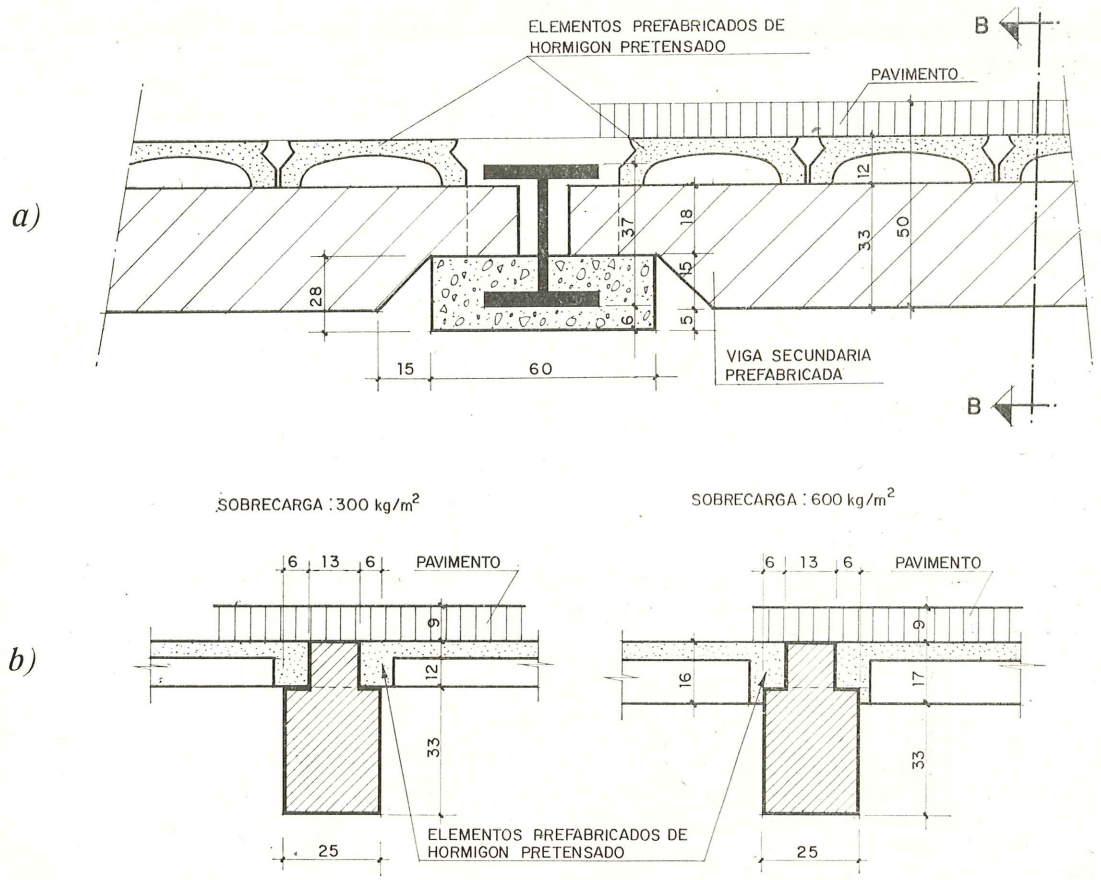


Figura 2.2.3-1.

El canto total, incluida la losa superior de 17 cm de espesor, varía de 1,41 a 1,35 m, con una esbeltez media de 1 : 25. La losa está constituida por elementos prefabricados de 2,52 × 3,13 m en el centro y de 4,06 × 3,13 m en los lados.

Estas losas se apoyan sobre las vigas Preflex, cuya alma y cabeza superior ya han sido recubiertas de hormigón antes de su colocación. La unión con éstas se hace con una banda de hormigón in situ continua para las dos centrales y, en las dos exteriores, con el hormigonado de huecos previstos al efecto en las placas prefabricadas (ver fig. 2.2.4-1). La continuidad en sentido longitudinal entre las placas está asegurada llenando de hormigón los huecos que dejan los extremos en punta de cada dos losas adyacentes.

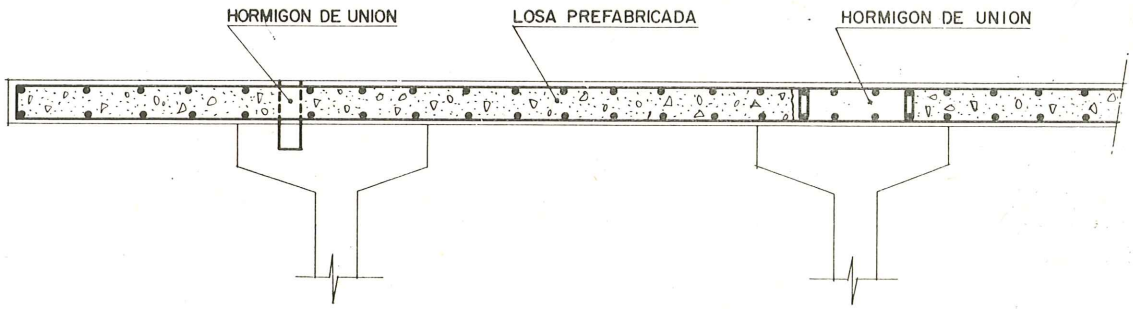


Figura 2.2.4-1.

2.2.5. VIADUCTO DE WOLUWE - ST. ETIENNE SOBRE LA AUTOPISTA BRUSELAS-LIEJA

Este viaducto, actualmente en construcción, lleva un tramo doble forjado por vigas Preflex.

La luz de ambas es de 36 m y la separación entre vigas Preflex de 3,75 m, siendo el ancho total del puente de 35 m (dos calzadas de 17,50 m). El canto total del tablero es de 1,26 m sin la capa de rodadura, resultando su esbeltez 1 : 29.

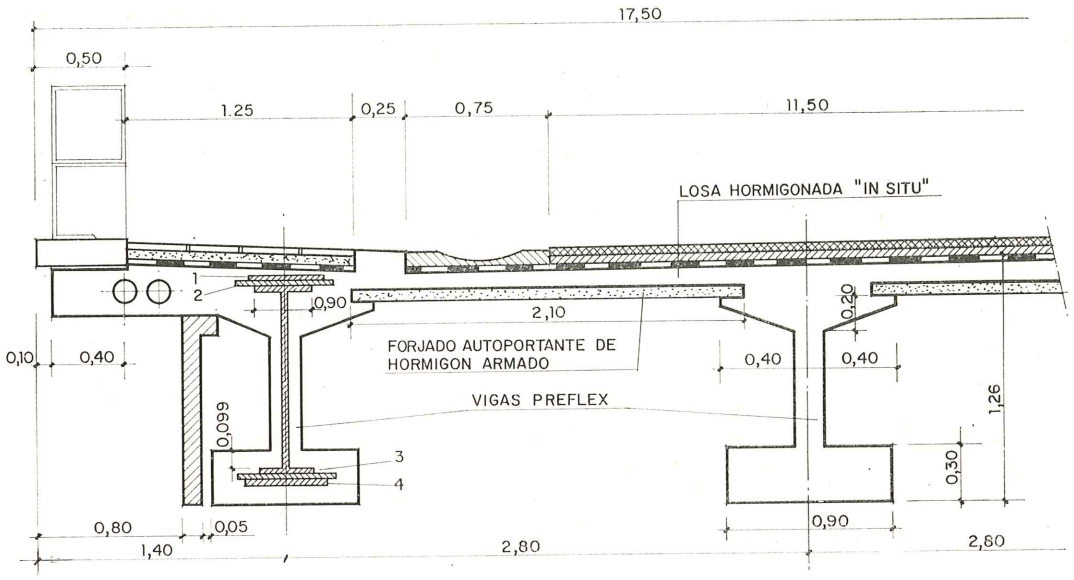


Figura 2.2.5-1.

Colocadas las vigas Preflex en su posición definitiva, se verterá el hormigón del alma y de la cabeza comprimida. Sobre ésta se apoyarán los tablones de hormigón armado, de 5 cm de espesor, que van a servir de encofrado autoportante para el hormigón de la losa, cuyas armaduras principales de tracción están incorporadas en estos tablones (figura 2.2.5-1). Estribos en espera a 45° realizarán la unión entre el hormigón prefabricado y el hormigón in situ.

Como el encofrado para el hormigón in situ de las vigas Preflex se puede hacer desde encima de ellas, no habrá en ningún momento que trabajar debajo del tablero, evitando los inconvenientes que ello representa.

2.2.6. INSTITUTO DE FISICA DE LA UNIVERSIDAD DE GANTE

Los 13 pisos del edificio están formados por dos series de pórticos situados cada 3,60 metros y cuyo dintel lo forman vigas Preflex de 11,50 m de luz para unos y 11,10 metros para los otros.

El forjado, de hormigón armado realizado a pie de obra y de 10 cm de espesor, se vertió sobre un encofrado apoyado en las vigas Preflex sin ningún otro apoyo (foto 2.2.6-1).

El canto total de las vigas Preflex es de 51 cm, es decir, una esbeltez de 1: 23 para una sobrecarga prevista de 400 kg/m^2.

Foto 2.2.7-1.

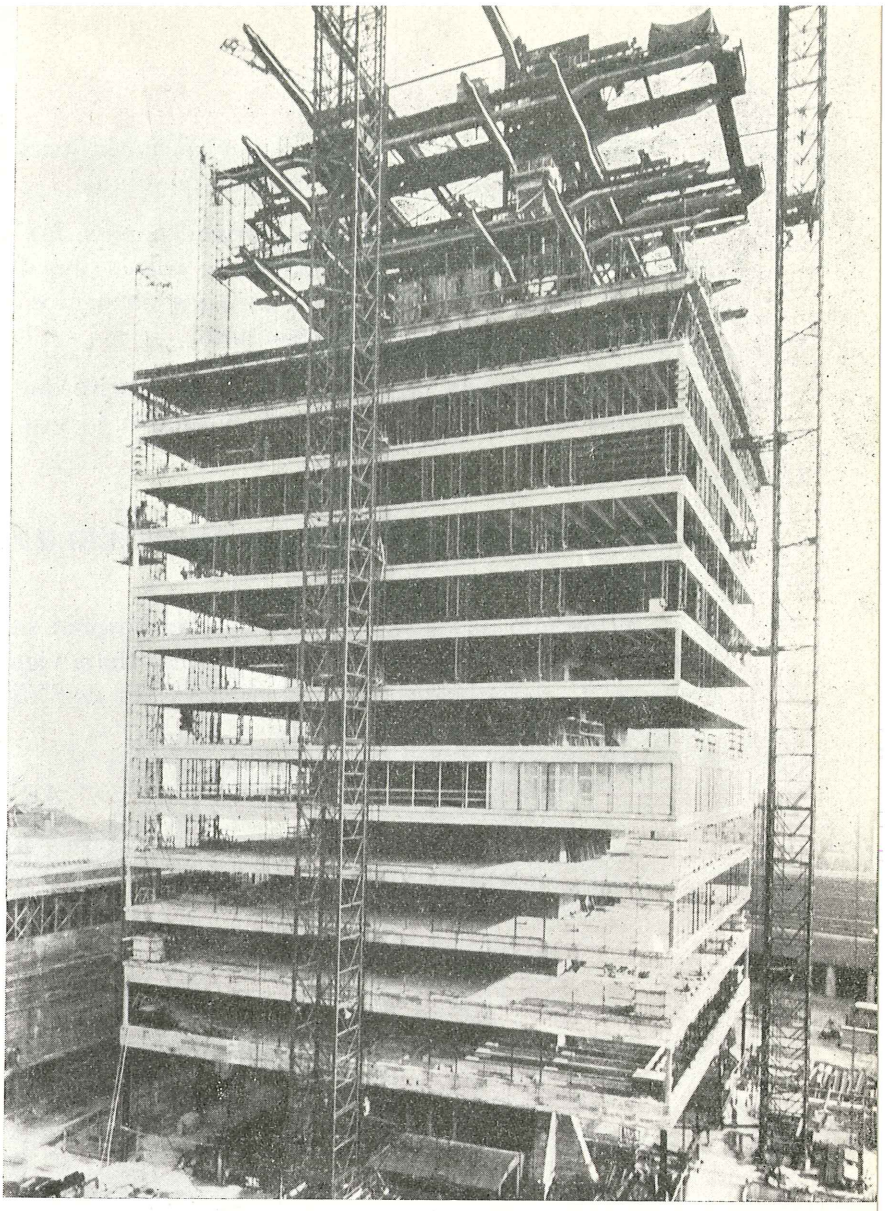
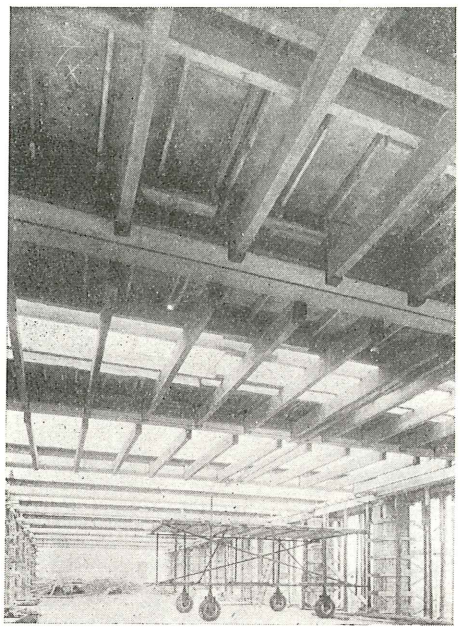


Foto 2.2.6-1.



2.2.7. LA TOUR DU MIDI EN BRUSELAS

Esta importante obra de ingeniería es un edificio de 37 pisos, de los cuales 36 están soportados por vigas Preflex preflectadas definitivamente en obra (foto 2.2.7-1).

El sistema secundario, que se apoya en las vigas Preflex, en el núcleo central y en las vigas de borde (que a su vez son soportadas por las vigas Preflex en sus extremos) está formado por vigas prefabricadas de hormigón armado separadas 1,80 m y con luces que van desde 5 a 9 m. El forjado lo constituye una losa de hormigón in situ de 8 centímetros de espesor. Este hormigón reviste también el ala superior tendida de las vigas maestras. La unión de las viguetas secundarias con la viga Preflex se hizo con armaduras en espera, que atravesaban el alma metálica.

2.3.0. Vigas Preflex y forjados de cerámica, con o sin vigas secundarias.

Aquí también la variedad de los forjados disponibles es muy grande. Se puede, sin embargo, distinguir dos categorías:

— Los forjados pretensados que alcancen luces libres de hasta 9 m (y más con una cabeza de compresión a hormigonar en obra).

— Los forjados simplemente armados, cuya luz está habitualmente limitada a 5 metros. Cuando hay vigas secundarias se coloca una fila de bovedillas de forjado a cada lado de la viga Preflex, para que estos elementos formen el encofrado lateral del hormigón de recubrimiento suplementario.

Cuando no hay vigas secundarias, es preciso que las armaduras de los nervios salgan en espera y sean ancladas en el hormigón in situ.

2.3.1. HOSPITAL SAN JOSE EN MUNSTERLILZEN (BELGICA)

El forjado de todos los pisos de este hospital se sustenta sobre vigas Preflex. El del entresuelo, que tomaremos como ejemplo, tiene vigas de 11,80 m. de luz y vigas de 13,6 metros. La separación entre las primeras es de 3,75 m, y entre las segundas, de 5,70 metros, como término medio.

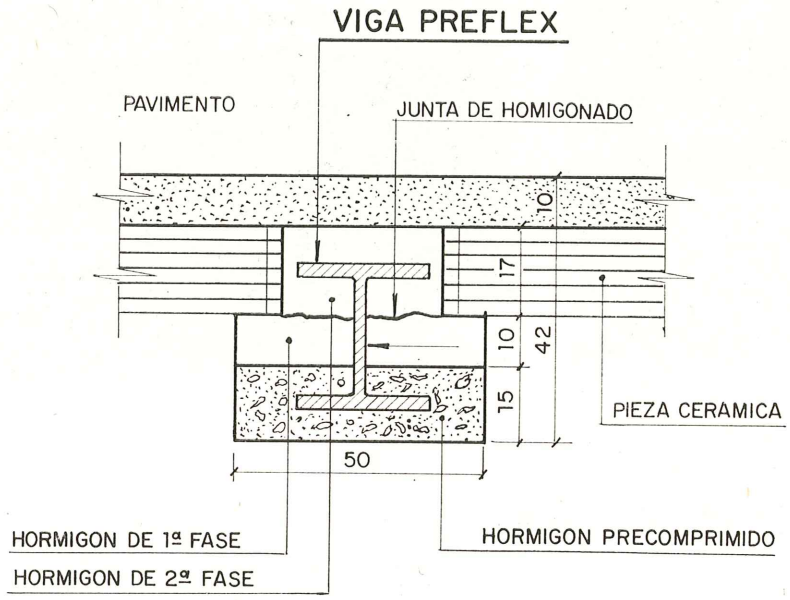


Figura 2.3.1-1.

El forjado está formado por una losa compuesta de piezas cerámicas de 17 cm de espesor, cubiertas por una capa de compresión de hormigón in situ.

Las vigas Preflex tienen un canto total de 42 cm. Su esbeltez máxima es, pues, 1 : 32. Las sobrecargas útiles, previstas para las vigas Preflex, son de 300 kg/m^2.

Antes de la colocación del forjado se recubrió el alma de las vigas Preflex de hormigón hasta la altura de apoyo del bloque cerámico (fig. 2.3.1-1).

2.3.2. GIMNASIO EN WAVRE (BELGICA)

El entresuelo lleva vigas Preflex de 14,50 m. de luz cada 4 m. El forjado está constituido por piezas cerámicas, que se atan al hormigón de recubrimiento de las vigas Preflex por medio de unos redondos de acero dejados al efecto.

El canto de las vigas Preflex es de 65 cm, y su esbeltez, de 1 : 22 para unas sobrecargas útiles de 500 kg/m^2.

2.3.3. FABRICA DE HILATURAS TROIS SUISSES EN ORQ LE GRAND (BELGICA)

La fábrica estaba compuesta inicialmente de dos grandes salas de 85 $\times$ 30 m., y, después, fue completada por otra idéntica. La cubierta de cada una de ellas reposa sobre 10 pórticos principales de vigas Preflex de 30 m de luz, separadas 14,20 m entre ejes. Este sistema principal soporta el sistema secundario, también de vigas Preflex, cuyo espaciamiento varía entre 4,5 y 5,8 m (foto 2.3.3-1).

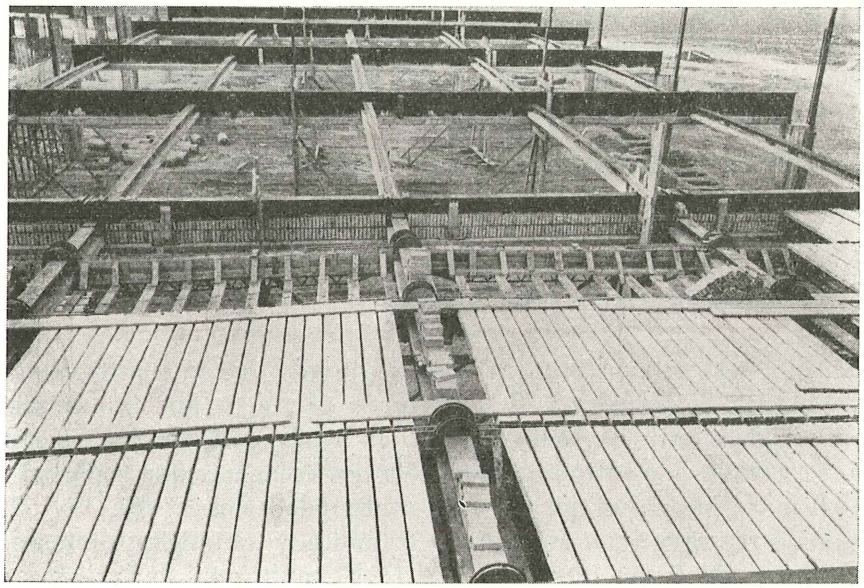


Foto 2.3.3-1.

La cubierta está realizada con piezas cerámicas huecas que se colocaron sin necesidad de otros apoyos que los ofrecidos por las vigas Preflex. Los huecos que dejaban entre sí las piezas cerámicas, en los que estaban incluidas las armaduras de flexión, se rellenaron de mortero.

La unión entre las vigas Preflex secundarias y las pricipales no ofreció ninguna dificultad y no entraremos en su detalle (foto 2.3.3-2). Estas uniones se embebieron en hormigón, salvo las de las juntas de dilatación. El alma de las vigas Preflex principales y la de las secundarias fueron recubiertas por ladrillos ligeros sobre mortero de cemento. El ala en compresión de las vigas principales se recubrió de hormigón in situ.

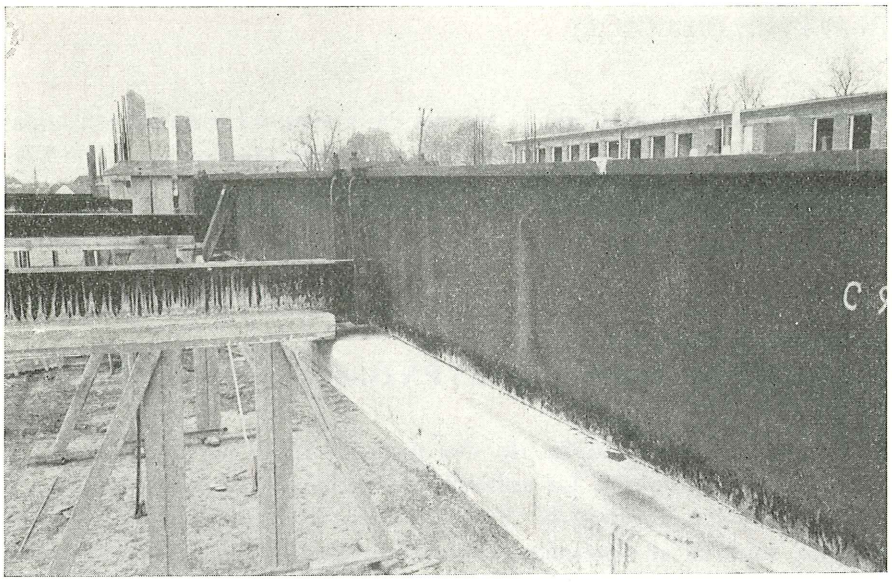


Foto 2.3.3-2.

El canto de las vigas Preflex principales, incluido su recubrimiento de hormigón de espesor variable, alcanza en el centro 1,26 m; el de las vigas secundarias, 40 cm. Las esbelteces respectivas son, pues, de 1 : 24 y 1 : 35. La carga media de la cubierta soportada por las vigas principales alcanzó los 375 kg/m².

Con este sistema se ha alcanzado una superficie libre muy importante: 85 × × 30 = 2.550 m².

2.3.4. GARAJE SUBTERRANEO EN OVIEDO

Probablemente será esta la primera obra de forjado que se construya en España con vigas Preflex. El garaje de dos pisos y 31 × 31 m de planta, estaba proyectado con nueve columnas, que dejaban entre sí vanos de 7,75 m. A propuesta de los arquitectos, autores del proyecto, se calculó una estructura con sólo dos columnas que soportan cuatro vigas Preflex de 15,6 m de luz, a las que se dará continuidad dos a dos. En ellas y en los muros perimetrales se apoya un forjado de cerámica y hormigón pretensado con una capa de compresión de 5 cm (ver fig. 2.3.4-1). El canto total de las vigas con el forjado ha sido de 80 cm, y las sobrecargas consideradas sobre la cubierta, de 500 kg/m².

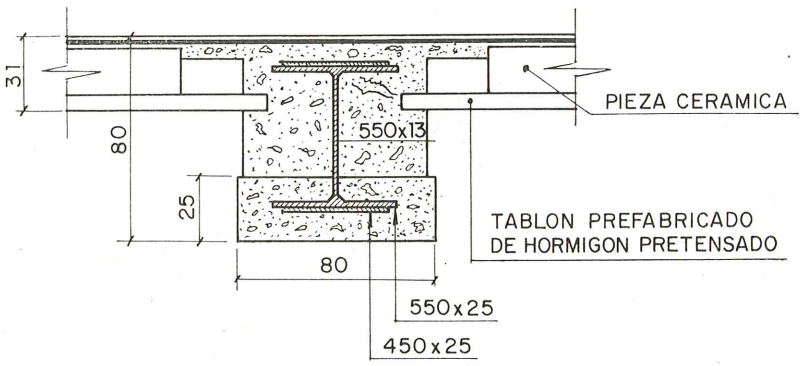


Figura 2.3.4-1.

2.4.0. VIGAS PREFLEX Y FORJADOS CON NERVIOS DE ARMADURAS METALICAS RIGIDAS PREFABRICADAS

Es imposible citar los nombres de las marcas o de los tipos de nervios existentes en el mercado, pues son muy numerosos. El relleno entre nervios puede ser realizado hormigonando sobre un encofrado sostenido por los nervios, o con bloques de hormigón ligero o de cerámica.

En todos los casos, es fácil realizar la unión entre los nervios y las vigas Preflex, por medio del hormigón de recubrimiento, sin o con muy poco encofrado.

2.5.0. VIGAS PREFLEX PRINCIPALES Y SECUNDARIAS

Cuando hay lugar a cubrir superficies muy grandes, es, a veces, conveniente separar mucho las vigas Preflex principales, prever vigas secundarias igualmente Preflex y añadir elementos terciarios para formar el forjado propiamente dicho. Estos elementos pueden, como en los casos precedentes, ser de hormigón pretensado, armado o de cerámica.

Señalamos este tipo de estructura a título documental, pero sin insistir sobre las uniones, porque esto sale del marco de nuestro tema.

2.6.0. VIGAS PREFLEX Y VIGUETAS METALICAS SECUNDARIAS

Este tipo de estructura es igualmente citado aquí únicamente a título documental.

Digamos solamente (y esto concierne también al párrafo 2.5.0) que las uniones pueden ser realizadas con o sin continuidad, y ésta ser obtenida con ayuda de soldadura, tornillos u hormigón con armaduras adecuadas.

Este último modo de unión, muy económico, ha sido realizado numerosas veces.

2.6.1. FABRICA TEXTIL BLUE BELL EN GENK (BELGICA)

La cubierta está soportada por vigas Preflex de 30 m de luz, separadas 12 m. Perpendicularmente a ellas, y cada 4,30 m, van las vigas secundarias, que en este caso son metálicas de alma aligerada. Van atornilladas a las Preflex (foto 2.6.1-1).

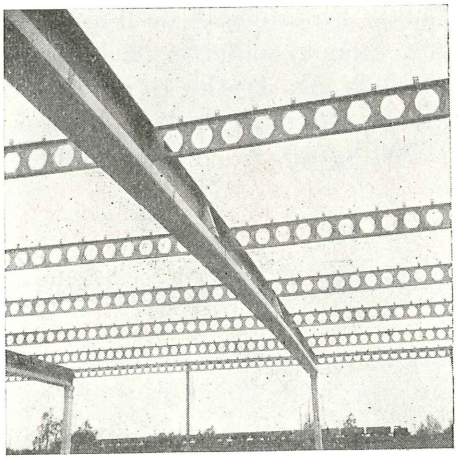


Foto 2.6.1-1.

La cubierta está formada por placas prefabricadas de hormigón ligero de 50 cm de ancho, 4,25 de largo y 12,5 m de espesor.

El canto de las Preflex es de 87 cm, y el de las vigas secundarias, 46 cm.

Las placas de hormigón ligero van directamente apoyadas sobre las vigas secundarias.

2.6.2. FABRICA ALIMENTICIA EN BRUSELAS

Pórticos de tres vanos cada 6,35 m. Los vanos tienen las siguientes luces: 13,15 metros, 3,35 m y 13,15 m. Los tramos de 13,15 m están formados por vigas Preflex. Las vigas transversales apoyadas sobre las Preflex son metálicas. Su separación es de 1,30 metros (foto 2.6.2-1).

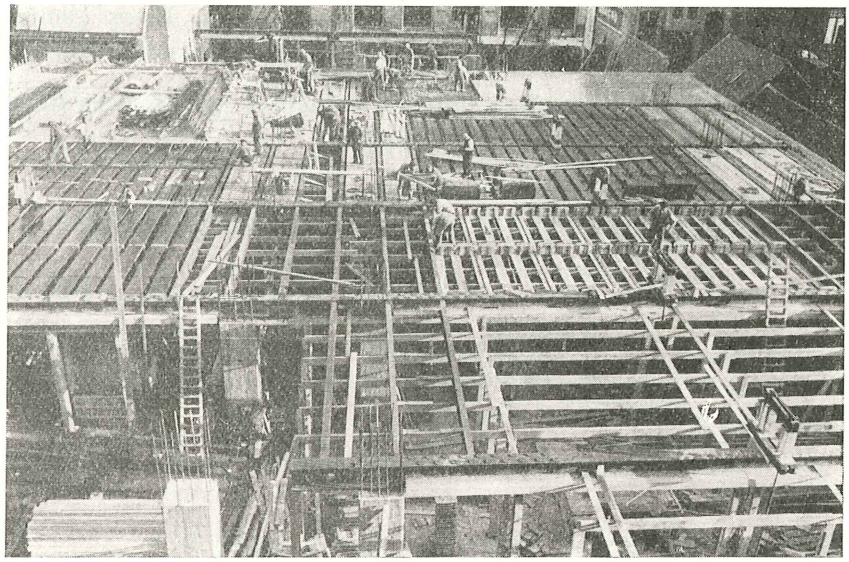


Foto 2.6.2-1.

El forjado lo constituye una losa de hormigón in situ de 10 cm. de espesor. La vigueta metálica se apoya en la cabeza inferior de la viga Preflex sobre un taco metálico, situado cerca del alma para evitar los esfuerzos de tracción. Tanto el alma como la cabeza superior de la viga Preflex, están recubiertas de hormigón, y formando el conjunto, una estructura mixta. El canto de la viga Preflex es de 60 cm, y el de la viga secundaria, 40 cm, incluyendo para ambas los 10 cm de la losa superior. El forjado ha sido calculado para una sobrecarga de 1.500 kg/m^2. A pesar de esta sobrecarga, la esbeltez es todavía de 1 : 22.

2.6.3. GRANDES ALMACENES DE LA BOLSA EN BRUSELAS

La estructura está constituida por pórticos metálicos distantes de 6 a 8,30 m. En el entresuelo y en el primer piso la luz es de 20,50 m, y son las vigas Preflex las que la deben salvar (foto 2.6.3-1).

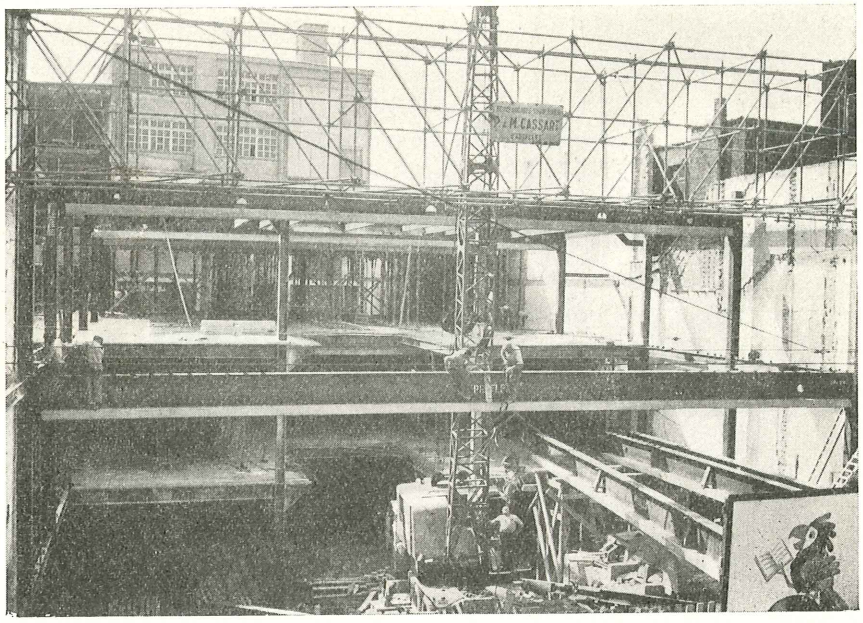


Foto 2.6.3-1.

El sistema secundario lo forman viguetas metálicas normales situadas cada 3 m. La losa de hormigón armado es solidaria de las viguetas para formar una estructura mixta.

Las sobrecargas consideradas para el cálculo ha sido de 800 kg/m².

3.0.0. CONCLUSIONES

Esperamos haber demostrado que el papel de la viga Preflex no es hacer la competencia a otros tipos de construcción. El sistema Preflex ocupa, por el contrario, una posición propia que no puede ser cubierta por ninguna viga conocida hasta ahora, en las mismas condiciones de elegancia y economía.

La experiencia ha demostrado incluso, que la viga Preflex ha ensanchado el campo de empleo de los elementos prefabricados, de hormigón pretensado sobre todo, y ha ofrecido a sus fabricantes nuevos dominios de expansión.

El sistema Preflex ofrece a los proyectistas, arquitectos e ingenieros nuevas posibilidades creadoras, y les permite introducir en sus obras una técnica de vanguardia, cuyas ventajas irán tanto en beneficio de los inversionistas como en el de los futuros usuarios.

Aunque no sea el propósito de esta comunicación, no quisiéramos terminar sin señalar que el empleo de las vigas Preflex ofrece igualmente nuevas posibilidades artísticas y plásticas, como lo testifican numerosas realizaciones espectaculares.

aspectos estructurales de la industria del hormigón pretensado

L. GOMEZ-CENTURION

INTRODUCCION

El tema que voy a tener el honor de exponer ante ustedes se sale de la línea marcada por todas las comunicaciones presentadas tan brillantemente hasta el momento (y también por las que seguirán). En el sentido de que no voy a abordar ningún problema técnico de la industria de Hormigón Pretensado, sino exponer las características económicas en que se desenvuelve la industria.

Puede resultar interesante tener una visión global de la "Estructura de la Industria de Hormigón Pretensado" situada dentro del marco general del Sector de la Construcción.

La actividad constructora tiene un peso específico grande dentro de la economía general del país:

— 13 por 100 del PNB (Producto Nacional Bruto).
— 54 por 100 de la FBCF (Formación Bruta de Capital Fijo).
— En los últimos años la inversión en construcción ha pasado de 100.000 millones en 1963 a 200.000 millones en 1968.

Mientras que el aumento de la renta nacional ha necesitado de un período de diez años para llegar a doblar su valor, la actividad constructora ha empleado exactamente la mitad de dicho período para conseguir ese aumento.

Esto significa que el grado de desarrollo de la construcción ha sido dos veces mayor que el de la economía general.

Si la construcción tiene la importancia real que hemos visto es lógico que polarice los esfuerzos de una amplia gama de industrias auxiliares. Una de ellas, relativamente joven, es la del hormigón pretensado.

Digo relativamente joven porque, como ustedes saben, la expansión de la industria de Hormigón Pretensado en el terreno práctico no llegó hasta los años de la II Guerra Mundial. Y como tantas veces ocurre su desarrollo fue debido no tanto a un deseo de mejora de calidad y solución de problemas técnicos como a la obligada escasez de primeras

materias, ya que el ahorro de materiales respecto a las técnicas tradicionales pueden llegar: de un 70-80 por 100 en el acero y de un 20-30 por 100 del peso en el hormigón.

Algunas de las cuestiones que voy a tratar en esta charla nos ayudarán a contestar preguntas como éstas:

— ¿Cuántas empresas hay?
— ¿Qué nivel técnico ofrecen en su conjunto?
— ¿Cuál es la capacidad y cuál su grado de utilización?
— Evolución del volumen de producción.
— Peso específico de cada tipo o variedad de productos respecto del total
— Situación actual y expectativas de la demanda.
— Nivel de precios.

I. ASPECTOS DE LA OFERTA DE LA INDUSTRIA

I.1. Número de empresas y su clasificación.

El primer aspecto que cabe considerar para analizar la oferta de esta industria en nuestro país, es el relativo al número de empresas existentes y su distribución según el criterio de clasificación elegido, que es el relativo al número de personas empleadas.

Existen aproximadamente unas 1.200 empresas que tienen por finalidad la producción de prefabricados de hormigón, cuya clasificación es la que figura en el siguiente cuadro:

Clasificación de las empresas por el número de personas que emplean.

ESTRATOS	Número de empresas	Distribución porcentual
I. De 1 a 5 obreros	790	68,57
II. De 6 a 10 obreros	190	16,50
III. De 11 a 25 obreros	101	8,76
IV. De 25 a 50 obreros	48	4,17
V. De 51 a 100 obreros	15	1,30
VI. De 101 a 250 obreros	8	0,70
Total	1.152	100,00

Existe, como puede deducirse fácilmente de los datos precedentes, un gran predominio de las empresas del primer estrato, caracterizadas por ser explotaciones familiares que en el desarrollo de su actividad, emplean métodos artesanos de fabricación. Esta circunstancia, plantea los siguientes problemas en la mayor parte de las industrias del sector:

— Dimensiones reducidísimas.
— Falta de maquinaria adecuada.
— Descapitalización y dificultades de tesorería.
— Mala organización.
— Presión fiscal creciente y desproporcionada.

Esto no quiere decir que el nivel general sea bajo, sino que conviven empresas dinámicas y modernas junto a otras marginales sin calidad adecuada.

I.2. Capacidad de producción de la industria.

Dada la estructura de la industria y la gran variedad de productos elaborados no es posible llegar a una estimación válida de la capacidad. La primera circunstancia, el elevado minifundio de la industria, dificulta seriamente la valoración para un núcleo muy importante de empresas, y la segunda, la posibilidad de fabricar distintos productos, hace variar notablemente la capacidad estimada según se trate de uno u otros bienes.

La Comisión de Construcción y sus Materiales en la Monografía correspondiente al II Plan de Desarrollo Económico y Social, estimó que la capacidad de la industria de Prefabricados de Hormigón rebasaba ampliamente la producción obtenida, y que dicha divergencia era más acusada en las fábricas modernas y mecanizadas. Con carácter de valor medio para la industria se cifró el grado de utilización en un 50-60 por 100.

No obstante, esta variable está sometida a movimientos continuos para acomodarse a las circunstancias del mercado. En todo caso, se puede disponer de un porcentaje de utilización elevado con una capacidad que no responda a un nivel técnico adecuado, por lo que nos encontramos más ante un problema cualitativo que cuantitativo, es decir, de calidad antes que de volumen total en capacidad de realización.

En la actualidad solamente es posible estimar la capacidad de la industria mediante un procedimiento indirecto, partiendo de las cifras que sobre infrautilización de la capacidad publica periódicamente la Secretaría General Técnica del Ministerio de Industria, deducida de las investigaciones que efectúa dicho organismo entre los empresarios industriales.

Los resultados de dicha encuesta muestran cómo a lo largo de los últimos meses se ha ido produciendo un incremento progresivo en la utilización de la capacidad instalada. Partiendo de un porcentaje de utilización del 79 por 100 de la capacidad productiva, que era el existente a principio de 1968, se ha llegado a mediados de 1969 al 87 por 100, situación ésta que puede considerarse como satisfactoria.

La causa de esta variación experimentada hay que buscarla en la mejor disposición de la demanda que a su vez está íntimamente relacionada con la marcha de la obra ejecutada en el sector de la construcción. Esta afirmación se realiza en base a que los niveles que se alcanzan en la utilización del equipo productivo están motivados en un porcentaje muy elevado por la intensidad de la demanda interior, de acuerdo con los resultados de la mencionada encuesta.

I.3. Volumen de producción.

La evolución de la producción de Hormigones Pretensados ha seguido una marcha creciente en el último quinquenio, siguiendo la tónica marcada por la marcha de la inversión en construcción.

Las cifras que se consideran en el cuadro adjunto se refieren, tanto a unidades monetarias como a unidades físicas, prefiriéndose, no obstante, el cómputo en pesetas, que parece el más adecuado para las comparaciones interanuales:

Producción de hormigón pretensado.

Años	VIGAS Y VIGUETAS		CERCHAS		TOTAL	
	Tms	10^6 ptas.	Tms.	10^6 ptas.	Tms.	10^6 ptas.
1964	502.735	1.248,6	25.527	76,1	528.262	1.324,1
1965	746.942	1.277,3	27.314	82,2	774.256	1.359,5
1966	905.783	1.599,5	35.019	118,2	940.802	1.714,7
1967	1.137.795	1.946,6	28.001	81,8	1.165.796	2.026,4
1968	—	—	—	—	—	2.903,6 (1)

(1) Cifra provisional.

En los trabajos previos para el II Plan de Desarrollo Económico y Social, la Comisión de Construcción y sus Materiales evaluó la producción de los prefabricados de hormigón con un detalle superior al usual en las estadísticas elaboradas periódicamente, por ello se estima de interés incluir la distribución porcentual para poder calibrar la importancia de los distintos productos elaborados.

Distribución porcentual de la producción de prefabricados de hormigón.

	10^3 ptas.	Porcentaje sobre la producción total
Vigas, viguetas y jácenas	1.277.271	48,1
Tubos corrientes y sifones	308.400	11,5
Forjados	33.881	1,3
Placas	121.558	4,5
Traviesas de ferrocarril	153.470	5,7
Cerchas	23.112	0,9
Bovedillas	333.256	12,5
Bloques y otras piezas huecas	218.882	8,3
Bloques ligeros	73.568	2,7
Farolas	4.424	0,3
Postes y pilares	76.640	2,8
Ventanales	24.559	0,9
Depósitos	11.468	0,5
Total	2.660.489	100,0

Los productos del homigón pretensado, de acuerdo con la información anterior, tienen un peso notable dentro del conjunto de los prefabricados de hormigón.

Con el fin de poder contrastar la evolución seguida por esta industria y la experimentada por otros sectores que guardan una íntima correspondencia con la misma, se han elaborado los índices que se incluyen en el siguiente cuadro:

Comparación de los índices de crecimiento de la industria de hormigones pretensados y de otras actividades del sector de la construcción. (Base 1964 = 100.)

Años	Hormigones pretensados	Derivados del cemento	Cemento	Construcción
1964	100,00	100,00	100,00	100,00
1965	102,67	117,12	124,39	111,81
1966	129,49	147,67	155,29	124,45
1967	153,04	158,05	174,06	138,15
1968	—	174,32	194,07	151,37

Los índices de crecimiento muestran la expansión que se ha producido en las industrias derivadas del cemento, que han superado los crecimientos experimentados en la industria de la construcción, pero sin llegar a alcanzar los incrementos logrados por la industria cementera.

Hay que poner de relieve que el año en que la producción de Hormigones Pretensado alcanzó el mayor impulso fue precisamente el año 1964, lo que significa que de tomarse como base el año 1963, los incrementos de la producción alcanzarían cuantías notablemente superiores.

Los datos anteriores prueban claramente el grado de flexibilidad de que ha dado muestra la industria para acomodarse a las crecientes necesidades del mercado, a pesar de la limitación estructural del minifundio empresarial, a que antes se ha aludido.

II. ASPECTOS DE LA DEMANDA DE LA INDUSTRIA

II.1. Cuantía de la demanda.

La demanda de los productos del Hormigón Pretensado guarda una íntima relación en los volúmenes de producción obtenidos, dado que ni los *stocks* ni el comercio exterior alcanza significación para esta industria. Consecuentemente, también la demanda ha crecido intensamente en los últimos años. En el cuadro adjunto figura tanto el valor de la misma, como los datos relativos a la evolución de la renta nacional, que se toma como indicador de la marcha de la economía española en general.

Se observa que mientras la demanda de hormigón pretensado se ha multiplicado por tres, el crecimiento de la renta nacional ha sido más moderado.

En la medida que comparamos magnitudes más amplias se pierde fiabilidad en conclusiones relativas a magnitudes de actividades con campo de acción limitado. Sin embargo, la renta nacional siempre es un indicador significativo para apreciar el grado de desarrollo de una determinada rama industrial.

Años	Demanda de hormigón pretensado 10^6 ptas.	Renta Nacional 10^6 ptas.
1964	1.324,1	—
1965	1.359,5	1.117.830,2
1966	1.714,7	1.274.601,5
1967	2.026,4	1.400.759,2
1968	3.903,6 (1)	1.512.892,9

(1) Cifra provisional.

Las cifras anteriores permiten deducir fácilmente el gran ritmo de desarrollo del subsector de Pretensados de Hormigón. Esta afirmación puede también contrastarse desde otro ángulo comparando la demanda del sector con el total de construcción como se efectúa en el cuadro adjunto.

Años	Demanda de hormigón pretensado (A)	Total construcción (B)	$\frac{A}{B} = 100$
1964	1.324,1	128.763,1	1,03
1965	1.359,5	147.233,0	0,92
1966	1.714,7	164.671,9	1,04
1967	2.026,4	181.402,9	1,12
1968	3.903,6	198.759,3	1,96

Se observa una participación creciente de los elementos de hormigón pretensado en el volumen total de la obra construida.

II.2. Distribución de la demanda de cemento.

Se estima oportuno considerar el aspecto relativo a la estructura de la demanda del cemento en el mercado. En este sentido, y siempre contando con la insuficiente base estadística disponible, puede afirmarse que existe una marcada tendencia a la concentración de la demanda de dicho producto por parte de la industria intermediaria (hormigones preparados, prefabricados de hormigón, derivados del cemento, fibrocemento, etc.). Esto es, que cada vez en menor medida el cemento es objeto de venta directa del fabricante al utilizador del mismo sin preparación alguna, sino que las industrias intermedias citadas son las que adquieren esta materia prima para su posterior venta bajo las distintas formas de sus fabricados.

La realidad española muestra la siguiente distribución en la demanda del cemento:

Estructura de la demanda del cemento.

Sectores demandantes	% del consumo total del cemento
Industrias intermediarias:	
Hormigones preparados	1,62
Derivados del cemento	9,13
Fibrocemento	2,76
Sectores finales	86,49
Total	100,00

Dicha estructura está próxima a la existente en Francia, país en que las industrias intermediarias absorben la producción de cemento con la siguiente distribución:

Sectores demandantes	% del consumo total
Industrias intermediarias:	
Hormigones preparados	8,5
Prefabricados de hormigón	9,0
Fibrocemento	4,5
Sectores finales	78,0
Total	100,0

La situación española es próxima a la francesa, pero hay que hacer la salvedad de que en el caso del vecino país no se incluyen todas las industrias de derivados del cemento. En relación con otros países y especialmente con Suecia y los Estados Unidos la situación varía sensiblemente, ya que la distribución entre sectores intermedios y finales es justamente la inversa.

II.3. Ambito del mercado.

Los productos elaborados por la industria de hormigones pretensados, gozan de una característica común con la mayoría de los materiales utilizados en la construcción, y es la de poseer un volumen y peso elevado en relación con el precio de los artículos.

Esta circunstancia incide sobre el coste del transporte de manera considerable, por lo que éste en términos generales no alcanza distancias importantes. La consecuencia de

ello es una limitación geográfica de las zonas de influencia de las empresas, de dimensión variable en función de la potencialidad de las mismas.

Todo lo anterior conduce a que el mercado de estos productos en términos generales quede circunscrito al ámbito nacional, ya que el comercio exterior se limita a unas cantidades de escasa consideración. De todas formas en muy pocos casos las empresas llegan a cubrir la totalidad del mercado interior limitándose a un ámbito local, provincial o regional y rara vez interregional.

Los intercambios a distancias medias o largas vienen condicionados por algunas circunstancias que contrapesan la influencia del transporte y entre ellos se pueden enumerar las siguientes: potencialidad económica de las empresas, en cuyo caso interesa obtener una explotación óptima de las instalaciones; necesidad de distribuir las cargas de distinta índole entre un volumen de ventas más importantes; escasa dimensión del mercado local donde se encuentra ubicada la industria, esta insuficiencia puede tener carácter estacional, coyuntural, etc.

El hecho de que el mercado tenga la dimensión que se ha delimitado anteriormente, debido fundamentalmente a la razón apuntada del peso de la mercancía, tiene repercusiones que pueden ser en algún caso no deseables. Entre ellas procede destacar la relativa a la calidad de los productos, que se vería afectada posiblemente por la falta de concurrencia. En todo caso, esta concurrencia no tiene carácter uniforme, y puede alcanzar, por el contrario, límites peligrosos allí donde la obra realizada alcanza niveles significativos.

III. LOS FACTORES PRODUCTIVOS

III.1. Medios financieros

Dada la gran dispersión en el sector, no puede establecerse características de validez general. En principio parece obligado formular al menos una clasificación dual entre empresas pequeñas y grandes.

En el primer caso, la mayor aportación a las necesidades financieras las realiza la autofinanciación, tanto para atender al capital circulante como al fijo, si bien en el primer caso la participación de otras fuentes es algo más elevada.

En el caso de las empresas de mayor dimensión, las necesidades de capital fijo se acopian con los propios recursos de las mismas en primer lugar, siguiéndoles en importancia los créditos de las distintas entidades financieras.

En cuanto al capital circulante, la fuente principal vienen dada por los créditos bancarios y, en especial, por el derivado del descuento de los efectos de comercio.

III.2. Equipo productivo

Al igual que en otros aspectos de la industria, en el relativo al nivel de equipamiento de las empresas existen una gran dispersión, coexistiendo junto con maquinaria moderna con un grado de amortización muy reducido, equipos que pueden considerarse como desfasados o tradicionales.

En el aspecto técnico conviene dejar constancia que algunas empresas de esta industria que tienen un grado de especialización elevada, contando con asistencia técnica extranjera y, en ocasiones, con patentes propias.

Procede, asimismo, poner de relieve que la investigación en este ramo está a cargo del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, desarrollando esta labor a plena satisfacción de los interesados.

III.3. Factor trabajo

III.3.1. *Clasificación del personal empleado*

La composición del personal empleado por la industria muestra el predominio que presenta la mano de obra no calificada, que supone prácticamente el 50 por 100 del total del personal.

Clasificación del personal empleado.

Categorías profesionales	%
Personal titulado	2,3
Técnicos no titulados	4,8
Administrativos	7,0
Subalternos	1,9
Mano de obra cualificada	30,1
Personal auxiliar	5,2
Mano de obra no cualificada	48,7
Total	100,0

El desarrollo de la actividad productiva del personal a lo largo del año no suele presentar más oscilaciones que las normales para adaptarse a las seguidas por la actividad constructora, de la cual depende tan íntimamente.

III.3.2. *Productividad*

El conocimiento de esta magnitud tiene especial relieve para conocer el grado de desarrollo de la industria, sobre todo si ésta viene relacionada con otras actividades anexas. En el siguiente cuadro se recogen las productividades medias de los distintos materiales expresadas en índices, en los que se ha tomado como base la relativa a prefabricados de hormigón.

Los prefabricados de hormigón ocupan una posición intermedia atribuible, sin duda, a la incidencia de las empresas de menor dimensión, ya que los datos anteriores vienen referidos a valores medios.

Indices de productividad. (Base: Prefabricados Hormigón = 100.)

Materiales	Indice
Vidrio plano	249,55
Fibra de vidrio	166,86
Fibrocemento	159,88
Vidrio prensado	145,42
Refractario y gres	107,56
Prefabricados de hormigón	100,00
Mosaico y terrazo	73,14
Construcción y Obras Públicas	63,92
Granito	62,91
Cal	61,09
Ladrillos y tejas	60,23
Yeso	43,02

IV. EVOLUCION DE LOS PRECIOS

Los precios de los productos de la industria, referidos a las viguetas de hormigón pretensado y vibrado, que es el que considera el Instituto Nacional de Estadística en la elaboración del índice de materiales para la construcción, han seguido una línea de moderado incremento como se deduce de los datos del siguiente cuadro, en el que también figuran los índices de otros materiales de construcción:

Evolución de los índices de precios. (Base 1964 = 100.)

Años	Baldosa de cemento	Ladrillo	Vidrio plano	Viguetas de hormigón pretensado y vibrado
1964	100,00	100,00	100,00	100,00
1965	102,26	102,63	100,13	99,25
1966	103,11	102,63	103,03	102,01
1967	105,26	106,42	101,86	106,01
1968	105,26	105,38	103,83	104,03

El computamiento del índice de las "viguetas de hormigón pretensado y vibrado" ha sido análogo al registrado para otros materiales.

Si la comparación se realiza con el índice del grupo de materiales, o con el relativo a la industria de la construcción, o el concerniente a la industria en general, se aprecia la mayor cuantía de los incrementos registrado en estas magnitudes que en los productos de hormigón:

Indices de precios. (Base 1964 = 100.)

Años	Materiales de construcción	Construcción y OO. PP.	Industria en general
1964	100,00	100,00	100,00
1965	103,52	106,35	104,02
1966	107,44	110,67	107,03
1967	110,56	114,99	109,73
1968	110,56	116,61	110,81

Los datos anteriores permiten contrastar la afirmación efectuada, que es válida para todos y cada uno de los años considerados.

V. PROBLEMAS ESTRUCTURALES DE LA INDUSTRIA Y CONCLUSION

La problemática del sector viene definida por las siguientes dificultades:

a) Falta de continuidad de la actividad constructora.
b) Ausencia de normas de calidad y de tipificación de productos.
c) Exigencia de calidad por fabricantes y técnicos.
d) Urgencia de incrementar el personal especializado.
e) Necesidad de analizar las nuevas aplicaciones y difundirlas en el mercado.

La primera de las deficiencias es común con las distintas industrias subsidiarias de la construcción, y es de vital importancia para una programación adecuada de la actividad productiva.

La segunda es el arma eficaz para evitar la proliferación de las empresas, y por ende lograr la reestructuración del sector.

Las dos siguientes dificultades enumeradas, también deben ser superadas para poder hacer viable la necesaria reestructuración de la industria.

Por último, las nuevas aplicaciones y su promoción ha quedado puesta de relieve, que son los pilares sobre los que ha de asentarse el desarrollo futuro de la industria.

Puede concluirse afirmando que la industria del hormigón pretensado es uno de los sectores más dinámicos dentro del sector de materiales para la construcción, que tropieza con el lastre fundamental del minifundio empresarial y las consecuencias derivadas del mismo.

De otro lado, la demanda para estos productos se muestra expansiva, con intensidad creciente, lo que exige la superación de las insuficiencias apreciadas en la oferta para evitar estrangulamiento en el mercado no sólo cuantitativo, sino también cualitativo, aspecto que cobra cada vez mayor entidad dada la creciente selectividad de la demanda.

591 - 5 - 17

Informe general sobre el Tema II

forjados

F. RUVIRA

Aunque por los títulos de las comunicaciones presentadas podía intuirse que cubrían casi en su totalidad, la temática actual de los forjados pretensados en la construcción, he preferido esperar a que escuchásemos estos interesantes trabajos para poder sintetizar mejor esta aplicación tan importante del hormigón pretensado. Por otra parte, mi ausencia temporal en el campo del pretensado me ha permitido comprobar con perspectiva los avances realizados en estos últimos años.

Si quisiéramos hacer una síntesis, no podríamos hacerlo mejor que haciéndonos eco de las palabras del Sr. Cassinello en torno a la problemática de este tema, es decir: **la confianza** no en este sistema en sí, sino en su fabricación o ejecución.

Los que hemos vivido el nacimiento de estos procedimientos y colaborado en su desarrollo, hemos sentido las mismas inquietudes, pero afortunadamente, hoy, los trabajos y estudios en este campo han conducido a una tecnología muy perfecta, por lo que la utilización de los forjados de hormigón pretensado es tan habitual y corriente como cualquier otro material o sistema con mucha más tradición en el sector de la construcción.

Los problemas expuestos pueden clasificarse en tres grandes grupos: uno hace referencia a la prefabricación en obra, otro a su elaboración industrial, y como puente entre ambos, el acoplamiento de estos elementos industriales a las estructuras tradicionales o no. Sin analizar exhaustivamente las ponencias presentadas, pues sería una iteración de lo expuesto por los propios autores, podemos destacar como síntesis los siguientes puntos:

En primer lugar la prefabricación en obra es un hecho que podemos considerar dominado en todas sus facetas. Lo que se inició por la simple vigueta ha sido continuado por la losa sencilla, llegándose incluso con facilidad a la prefabricación total de forjados completos sin jácenas, donde se resuelve ingeniosamente no solamente su rápida fabricación, sino eliminando los temores que implica tal sistema estructural por el peligro de punzonamiento, al dejar previamente los orificios de los soportes y uniéndolos con posterioridad a los mismos. De esta forma, al proceder de un modo inverso al habitual puede realizarse una inspección minuciosa.

Desde el punto de vista industrial, la constante mejora en tipos, calidades y control tanto en los aceros como en los cementos y, por tanto, en hormigones, así como una tecnología cada vez más avanzada, permiten un mayor grado de utilización de las factorías, acortando su tiempo de fabricación por procedimientos totalmente ortodoxos sin poner en peligro las piezas, bien por deslizamiento de las armaduras o por corrosión de las mismas.

A título de ejemplo podemos citar que las resistencias a las veinticuatro horas de gran parte del cemento fabricado en nuestro país alcanza o se acerca sensiblemente a los 200 kg/cm^2, lo que hace innecesaria la introducción de aditivos peligrosos; por otra parte, la utilización de medios térmicos contribuyen también a mejorar aquel factor y la calidad de los elementos pretensados.

La vigueta, simple en su origen, va adquiriendo cada vez más riqueza en formas y sistemas para conseguir resolver toda la gama de problemas más interesantes entre los que podemos citar: la unión perfecta con la estructura tanto metálica o no para obtener el monolitismo, rigidez o posición adecuada que exigen las formas estructurales y arquitectónicas de la época actual.

Resumiendo: hemos podido ver en esta Asamblea avances muy considerables en este campo como consecuencia de un estudio más profundo, de la exigencia oficial de una normativa cada vez más precisa, y de unos medios técnicos cada vez mejores. Por ello volvemos de nuevo a insistir como en el principio: la confianza en los forjados pretensados se afirma cada vez más y esperamos que en futuras Asambleas veamos avances de mayor amplitud todavía en esta faceta tan importante del hormigón pretensado.

837 - 4 - 25

prefabricación de puentes por dovelas en España

C. FERNANDEZ CASADO

1. CONSTRUCCION DE VIGAS POR DOVELAS

La prefabricación aplicada al caso de un tablero de puente, da lugar, de un modo inmediato, a una subdivisión en vigas recortando el emparrillado típico y dejando para enlace entre los elementos prefabricados el forjado superior y las vigas riostras.

La desmembración de segundo orden que es trocear las vigas en dovelas parece un tanto paradójica en un sistema constructivo como el del hormigón cuyo modo de hacer es el moldeo y su aspiración parece ser el monolitismo, aunque ya la necesidad de cortar en partes por juntas de dilatación, surgió desde las primeras experiencias desagradables en estructuras de hormigón armado.

El hormigón armado llegó a separar elementos completos, vigas o pilares, pero en sus coyunturas naturales, esta segunda desmembración de las dovelas es privativa del pretensado y la razón interna es que todo dintel pretensado lleva en sí el artificio de un arco, y lo ha puesto bien de relieve al adoptar la técnica tradicional de las bóvedas: construir por dovelas, pues en realidad lo que construimos son arcos-planos, siendo el adovelamiento el recurso que complementó al de la forma para conseguir una luz determinada con elementos mucho más pequeños y por consiguiente manejables.

En visión estructural desde la configuración de isostáticas, al pretensar un dintel conseguimos llevar hacia la verticalidad las isostáticas de tracción que en flexión sencilla cruzan el eje a 45°. Así resulta lo natural introducir un sistema de juntas verticales, en una viga lo que sería verdaderamente incorrecto en hormigón armado normal. En visión directa sentimos que al tesar el cable, vertebramos el sistema de dovelas independientes, las cosemos entre sí y además damos al conjunto la curvatura conveniente para que demuestren su solidaridad despegándose de la bancada.

En España empezamos nuestras construcciones pretensadas de puentes y de cubiertas empleando al máximo la prefabricación por dovelas. Los primeros puentes de tramos rectos simplemente apoyados eran casi inevitablemente de dovelas, lo cual estaba muy de acuerdo con nuestro problema en maquinaria para manejo y transporte de grandes pesos, pues no hay que perder de vista que la razón fundamental de las dovelas es manejar elementos de peso y envergadura reducida. Hay otras razones complementarias como la economía de moldes, y especialmente en estructuras de cubiertas, el fabricar elementos normalizados y poder servir a un mercado permanente (figs. 1 a 14).

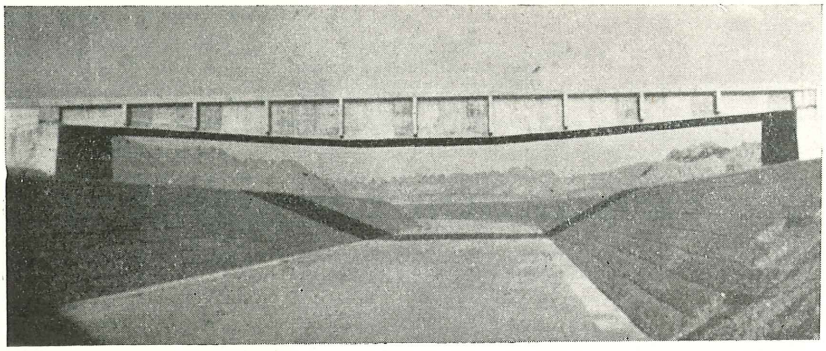


Figura 1.

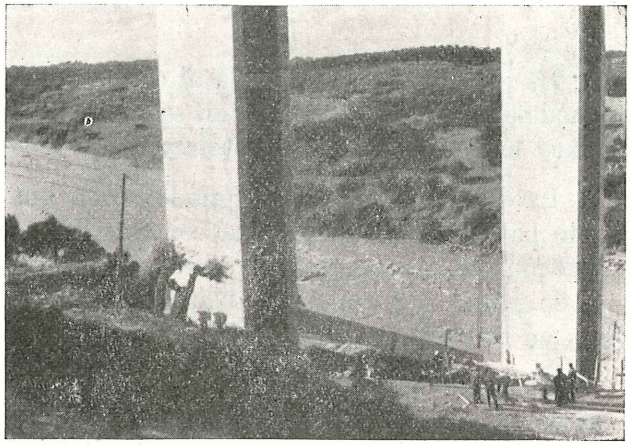


Figura 2.

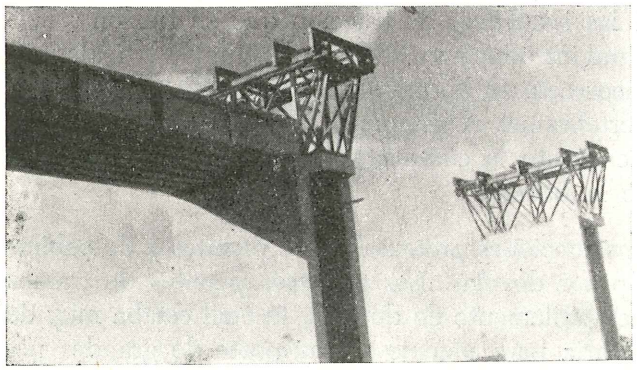


Figura 3.

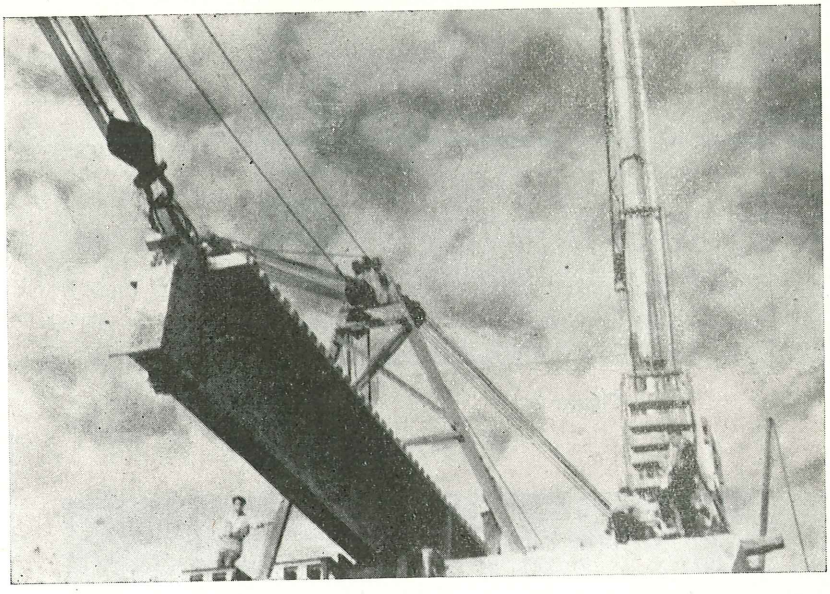


Figura 4.

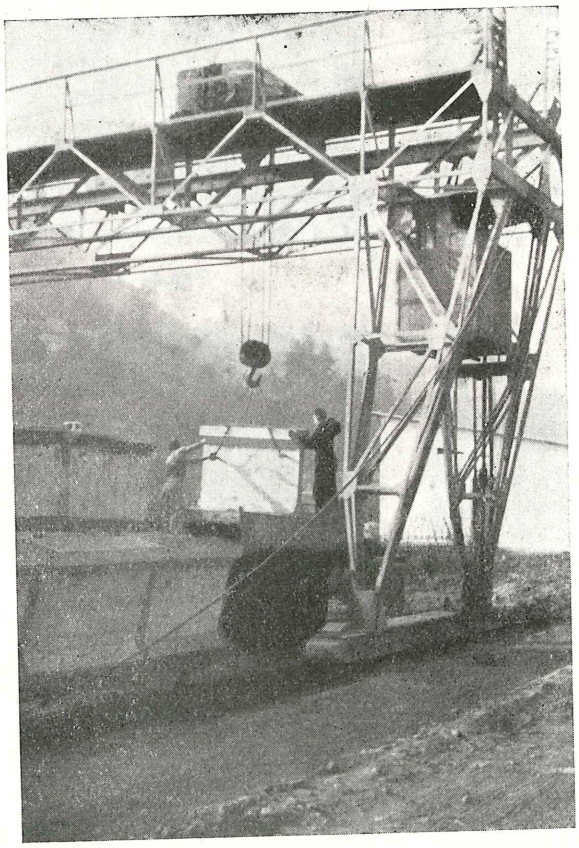


Figura 5.

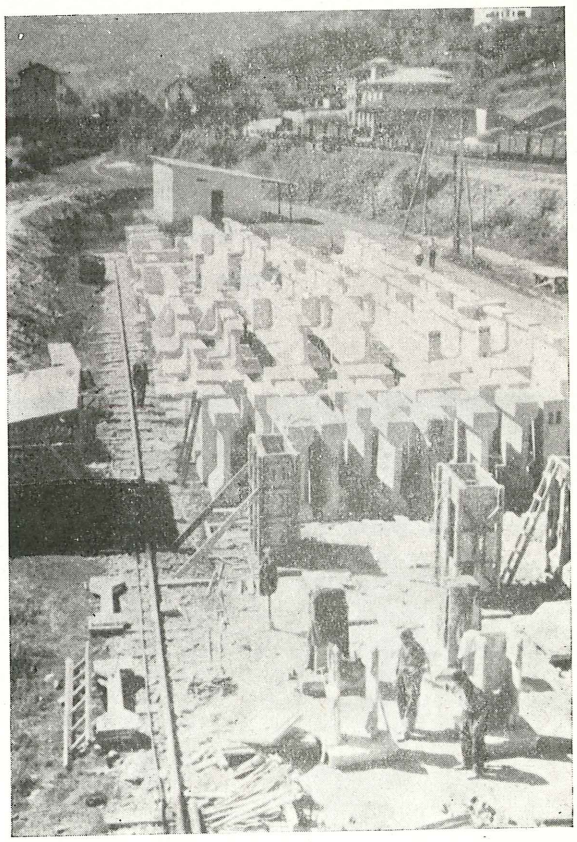


Figura 6.

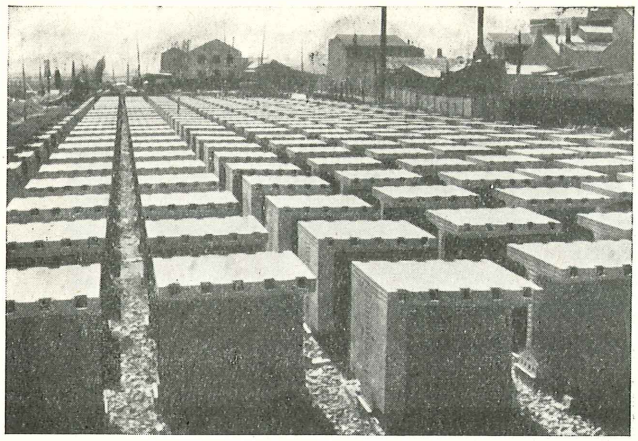


Figura 7.

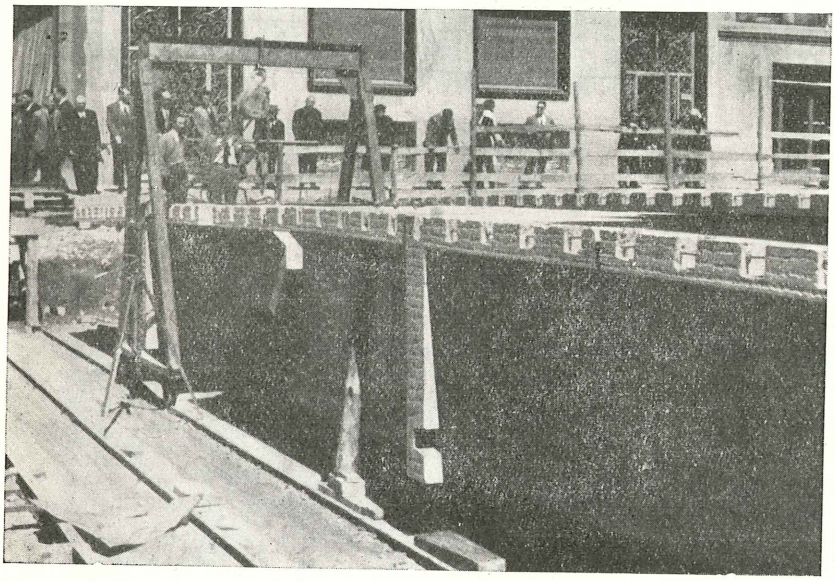


Figura 8.

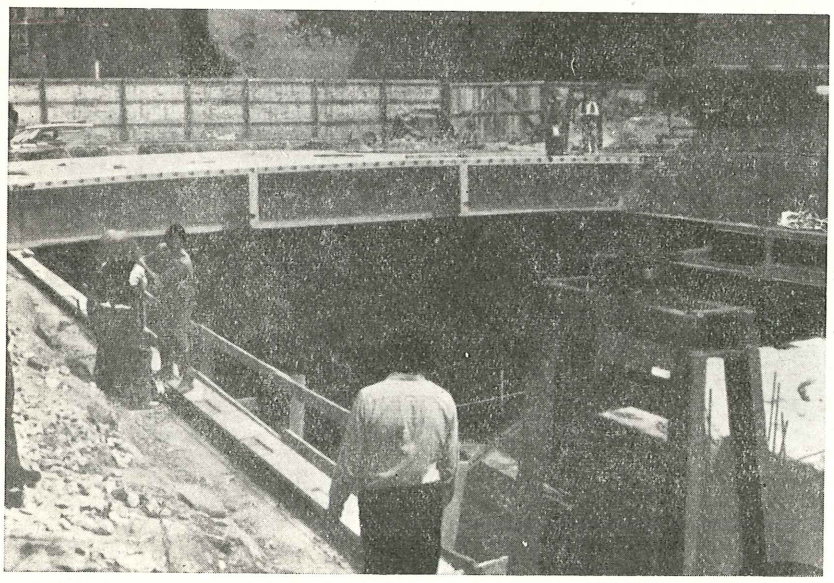


Figura 9.

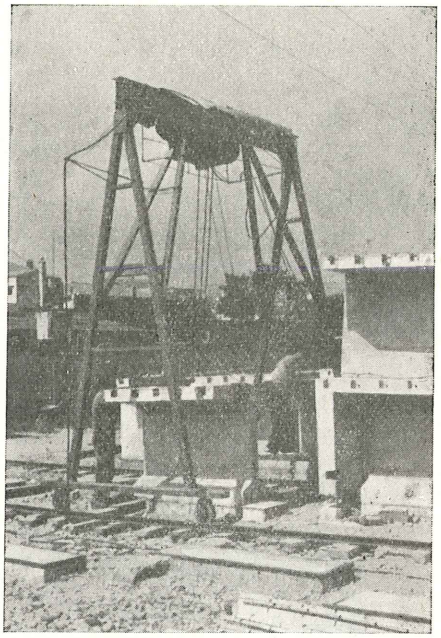


Figura 10.

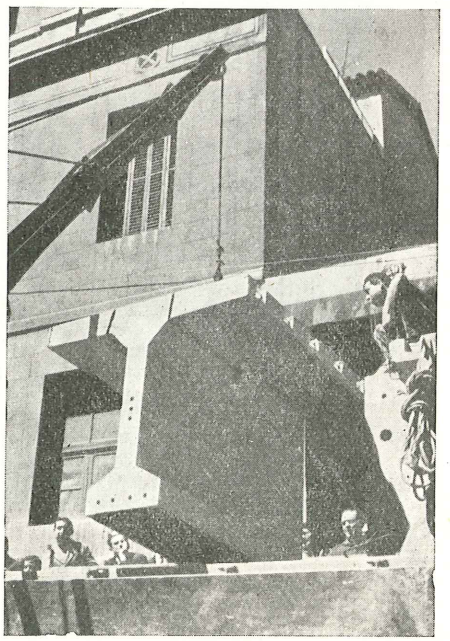


Figura 11.

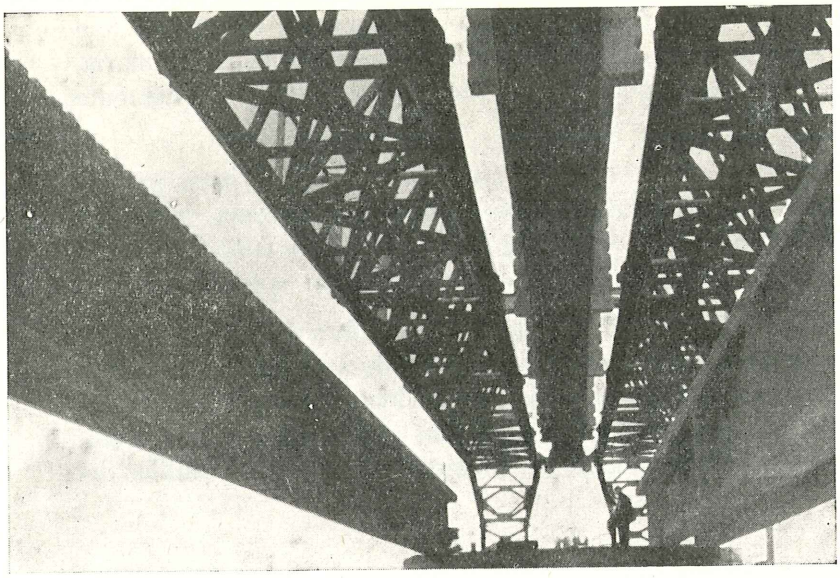


Figura 12.

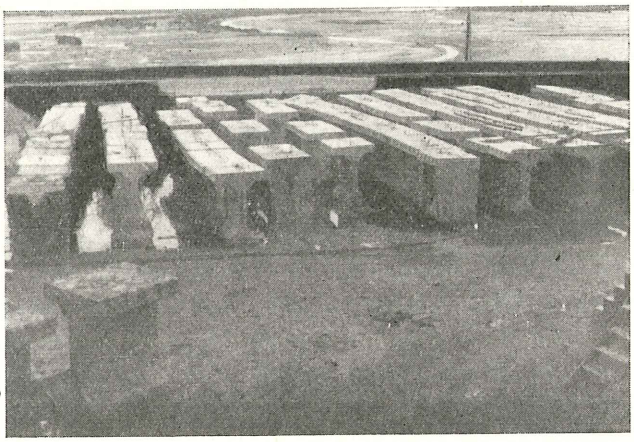


Figura 13.

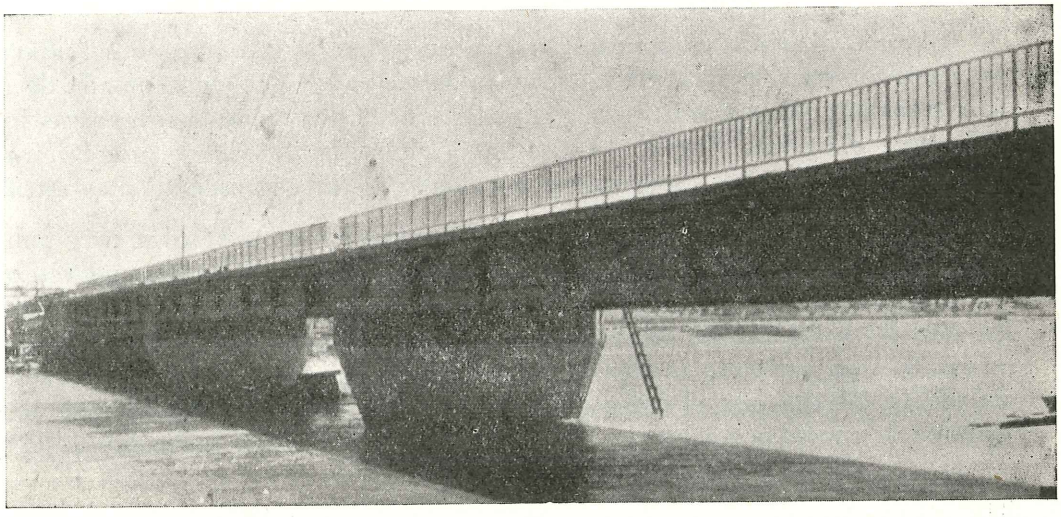


Figura 14.

Casi todos los puentes de tramo recto simplemente apoyados que he construido han sido por dovelas, pero creo que, aparte de la razón apuntada de escasez de maquinaria, abusamos de ellas un poco en esa primera época de puentes prefabricados simplemente apoyados.

Actualmente con la gran velocidad a que se ha llegado a fabricar vigas listas para el lanzamiento, creo que ha perdido una gran parte de sus ventajas este sistema, en el cual existe una operación intermedia, la de recomponer la viga tal y como está concebida en el proyecto y además dejamos una lesión definitiva aunque peguemos con epósido.

A veces las dovelas no pasan por un intermedio de vigas prefabricadas que luego se lanzan, sino que se llevan directamente a la cimbra, la cual ha de soportar todo el peso del dintel, aunque solamente en el tiempo reducido correspondiente a montarlas y tesarlas. Es un sistema muy típico de ingleses en dinteles continuos con Hamnersmihtz, Mancumian, la radial Westerm de Londres. Los holandeses hicieron así el puente Nabla, del plan Delta.

II. CONSTRUCCION POR EMPALME DE DOVELAS EN VOLADIZO

El sistema de dovelas ha vuelto a tener efectividad al aplicar la prefabricación a la construcción por voladizos sucesivos. Se han combinado las ventajas de ambos procedimientos en el intervalo de luces que pudiéramos llamar importantes, que para nuestro país empiezan en los 70 m. Ahora la desmembración es consustancial a la prefabricación, pues la importancia de las luces indica que no pueden manejarse elementos estructurales completos. Al contrario que en el caso anterior, la sección transversal suele ser variable y la longitud de las dovelas también, ya que lo que interesa es mantenerse dentro de unos límites de peso, por lo cual se va aumentando esta última dimensión, al ir disminuyendo la sección. Otra diferencia importante es que ahora la sección es de cajón, en lugar de la doble T de la desmembración en vigas. Como vemos se pasa de cortar el tablero por elementos longitudinales a realizar esto por rebanadas transversales, pues en general las dovelas tienen toda la latitud del tablero, o cuando menos la mitad de éste que se organiza en pareja de cajones.

Tipos de estructuras longitudinales.

El procedimiento es aplicable a cualquier tipo de estructura longitudinal que tenga continuidad, pues la ménsula en avance habrá de quedar contrapesada de algún modo. El contrapeso más natural es la compensación de dos ménsulas simétricas formando con cada pilar elementos T que avanzan hacia ambos lados y luego se enlazan mediante articulaciones deslizantes, apoyándose los finales en los correspondientes estribos.

En general interesa la continuidad como mínimo en tres vanos, pero también se aplican a los casos de un solo vano como pórtico sencillo de células triangulares, o dintel compensado, siendo este último el primer ejemplar de la serie con avance mediante carro (puente de Balduinstein, sobre el Neckar, año 1951). En los casos de continuidad de tres vanos, lo más corriente es que el vano central, que es el que salva el cauce, o las vías de tráfico inferior, sea el único construido en dos medios voladizos, que se contrapesan durante la construcción por los vanos laterales previamente realizados en el sitio.

Cuando se trata de dintel continuo de más de tres vanos, o es preciso construir los tres en voladizo por ambos lados, se puede utilizar el sistema de las ménsulas compensadas, solidarizando, eventualmente durante construcción, cada pilar con las dos ménsulas que de él arrancan en nudo triple que se deshace al terminar todo el dintel solidarizando las ménsulas centrales apoyando las extremas; o bien complementando cada pilar con otro inmediato provisional, formando apoyo doble que da estabilidad al sistema durante la construcción. En el primer caso se disponen unidades activas verticales en las dos caras del pilar que se anclan en cabeza superior del dintel y que son retiradas al final de la obra y en el segundo los pilares suplementarios se suelen apoyar sobre las mismas cimentaciones que los definitivos.

También puede realizarse la construcción de tramos continuos avanzando en una sola dirección con lo cual el avance pasa del medio vano volado que es lo normal en el sistema, resultando antieconómico continuar más allá en voladizo puro. En estos casos hay que complementar la sustentación del dintel, hasta que llega al segundo apoyo definitivo lo que puede hacerse introduciendo apoyos provisionales, con lo cual perdemos la independencia del tráfico inferior, o de la corriente del río, o ayudando desde arriba mediante péndolas inclinadas que son unidades de pretensado que van recogiendo bien dovela por dovela o bien cada par de ellas.

En los casos de que la estructura definitiva del dintel se integre de ménsulas enlazadas por articulación deslizante, la armadura activa va en cara superior, pero si se cierra la junta para dar continuidad al dintel, hay una armadura inferior en zona central que es importante, la cual se introduce en el momento que sea conveniente, según el sistema de pretensado, pero que se tesará siempre al final para establecer la continuidad del dintel. Cuando no se utiliza el procedimiento constructivo en toda su pureza, es decir, por avance en ménsulas simétricas directamente compensadas, o bien se van a fusionar estas ménsulas en dintel continuo, es preciso disponer armaduras complementarias en cara superior o en cara inferior en determinadas fases durante la construcción, armaduras que se recuperan al final.

Taller de moldeo.

El ideal es premoldear las dovelas adosadas tal como van a estar en la estructura, para conseguir de este modo la mayor perfección en el acoplamiento definitivo. Esto es más importante en el caso de las juntas secas, pues debe reducirse a un mínimo (fracción de milímetro) el espesor del pegamento.

Cuando se hacen las dovelas una a una es preciso conseguir unas superficies de junta perfectamente planas, y de modo que su orientación absoluta sea también exacta. Un procedimiento intermedio es el de premoldear la totalidad del elemento en parte de un cierto número de dovelas adosadas, ajustando después por junta húmeda las de empalme de los trozos, con lo cual se corrigen en ellas las desviaciones que pueda haber en el intervalo.

En unos casos las dovelas se ejecutan en las márgenes del río o sobre el terreno de las inmediaciones, recortando éste para disponer una solera de hormigón que reproduzca la forma del intradós de un voladizo. En otros casos, se utiliza como plataforma la misma del puente en los tramos previamente construidos por otro sistema, o bien la plataforma de la carretera, con lo cual tenemos de origen una superficie plana muy conveniente para moldearlas invertidas, si el dintel a que corresponden tiene también coro-

nación plana. Si las dovelas se premoldean una a una es preciso disponer una instalación de premoldeo muy eficiente con moldes metálicos adaptables muy perfectos, dispositivos para desmoldado rápido y, generalmente, curado al vapor.

Colocación en obra

La dimensión de la dovela depende de los medios que van a emplearse para su manejo, los cuales limitan fundamentalmente el peso y también la envergadura.

Las dovelas mínimas que hemos utilizado han sido de 8 Tm para manejo con blondín, y correspondían a un cajón simple para el ancho de un carril. El caso ideal es el transporte por flotación, poco frecuente en España, pero que unido a la posibilidad de grúa flotante dio ocasión en el puente de Sevilla a utilizar dovelas de 80 Tm, recortando el cajón tricelular, correspondiendo a una vía de tres carriles. Las dovelas más pesadas han correspondido a este tipo de transporte: Oosterschelde, con dovelas hasta 600 toneladas (las normales de 190); Kranoholmsky, con 160, y Olerón, de 42 a 70.

Otro modo de montaje es mediante grúas móviles, que los transportan hasta el sitio preciso, dejándolas cuando quedan amarradas a las anteriores. También pueden transportarse a lo largo de la plataforma mediante carros que las colocan en su sitio cuando el progreso es en una sola dirección, y también el combinar el abastecimiento de las mismas desde taller por un transporte terrestre, elevación hasta el nivel de plataforma utilizando puntos accesibles que no causen estorbos al tráfico inferior, y terminando el transporte por carros como en el caso anterior.

Una vez que se adosa una dovela contra otra, se obtiene el acoplamiento exacto mediante retallo horizontal que permite afinar la nivelación, retallo que además sirve de soporte inicial, y mediante muescas en cuña, para coincidencia de ejes verticales. El apretado de una contra otra se consigue unas veces con las propias unidades de pretensado, y otras, mediante mecanismo de tiro de pequeña potencia. La sujeción definitiva se consigue al tesar las unidades activas, cuyos anclajes quedan en la extremidad de la dovela.

Como ya hemos aludido, existen dos tipos de junta: una es la denominada húmeda, que se materializa en expesores de 4 a 10 cm, dejando ese intervalo entre las caras de dovelas y rellenándolo de hormigón bastante seco retacado. La denominada seca se consigue apretando entre sí las dovelas que previamente se han pintado con un producto aglomerante de tipo epóxido, con aditivos convenientes. Para evitar interposición de elementos extraños y facilitar la adherencia de epóxido en superficies limpias y rugosas, es una precaución muy conveniente someter a la acción ligera del chorro de arena las caras que se van a juntar.

El control del montaje de dovelas debe ser muy riguroso controlando las alineaciones antes de proceder a la fijación de la dovela y, especialmente, el nivel e inclinación de la misma después de su fijación definitiva. Para esto debe haber un programa de nivelación de dovelas que hay que cumplir durante la construcción, rectificando las posibles desviaciones mediante junta húmeda si éstas son importantes. Este programa que debe estar calculado previamente para llegar después de fluencia a la forma proyectada, teniendo en cuenta las deformaciones debidas a flexiones elásticas iniciales de los voladizos en progreso, por peso propio y por acción de pretensado, y las sucesivas deformaciones por fluencia del hormigón y relajación de las armaduras, con la repercusión correspondiente en las pérdidas de pretensado. Este programa deberá reajustarse cuando

varían las condiciones de construcción, pues las deformaciones dependen de los coeficientes de elasticidad de los hormigones en el momento de colocarlos en obra y del valor de este coeficiente cada vez que se introducen nuevas cargas. Por consiguiente, todo cambio en el ritmo de construcción, influyendo en estas dos circunstancias, o la obtención de valores diferentes de los supuestos en los coeficientes de elasticidad del hormigón fabricado, obligarán a introducir estas variaciones en el cálculo de las flechas a corto y largo plazo.

El ritmo de construcción con junta seca puede llegar a una o dos dovelas diarias por tajo, no estableciendo una descompensación superior a una dovela cuando se va por ménsulas directamente compensadas. Como la longitud de dovelas es de 1,50 por término medio, si se va por avance en dos ménsulas, el diario sería de 6 m. En el caso de blondín, en que pueden servirse todas las pilas, se podría avanzar a razón de 12 m cuando se trate de un puente de tres vanos.

Puentes construidos en España

Después del proyecto de un puente pórtico de 95 m de luz, que obtuvo el premio en el Concurso Internacional celebrado en Cuba en 1958, aunque no se llegó a construir, realizamos diversos proyectos en España. Dos de ellos en el río Guadalquivir, en la provincia de Córdoba; uno de los cuales pasó a construcción, que fue lenta por causas ajenas al proyecto, y se terminó en mayo de 1964. Es el puente de Almodóvar con zona principal de: $35 + 70 + 35$, en tramos ménsulas con vano central partido en un tramo central de 30, simplemente apoyado sobre dos ménsulas de 20 m. Estas últimas fueron los elementos que se construyeron por dovelas en voladizo, lanzándose después las vigas centrales mediante bípodes y cables. Las dovelas se construyeron sobre los tramos de avenidas y se transladaron al sitio mediante blondín, por lo cual su peso estaba limitado a 10 Tm, se unieron mediante junta húmeda utilizando el sistema de pretensado Dywidag. El puente se construyó por Huarte y Cía., S. A. (figs. 15, 16, 17 y 18).

El segundo puente construido es el de Castejón sobre el río Ebro, y servirá a la vía Norte-Sur de Navarra previa duplicación, ya que ahora sólo tiene dos carriles. Los vanos principales tienen luces de: $25 + 101 + 50$, habiéndose construido por nuestro procedimiento los dos últimos, avanzando dos voladizos desde la segunda pila que se contrapesaban y uno desde la pila primera que se retenía por el vano de 25 m construido "in situ". Se utilizó el mismo sistema de moldeo de las dovelas adosadas una junto a otra, en toda la longitud de los voladizos, ejecutándose sobre bancadas de hormigón dispuestas en una de las márgenes. Las dovelas se transportaban con un pórtico grúa hasta el plano del blondín, por el cual llegaban a su sitio, sirviendo al mismo tiempo, todos los voladizos, que daban tajos duplicados, ya que las dovelas eran rebanadas correspondiendo a uno de los dos cajones que integran la sección trasversal. El peso era como en Almodóvar, de 10 Tm, pero se cambió el sistema de junta, poniéndose a punto el sistema de junta seca con pegamento de epóxido. Se construyó por Agromán, con sistema de pretensado Freyssinet, terminándose a finales de 1967 (figs. 19, 20, 21, 22, 23, 24 y 25).

El tercer puente construido ha sido el de Sevilla, en el Guadalquivir, donde gracias a las facilidades de ser el río antiguo la dársena del puerto y existir una grúa flotante de 80 Tm, se pudo elevar el peso de la dovela hasta esa cifra, haciéndose el transporte de dos mediante gabarra, donde las depositaba la grúa, para recogerlas después y colocarlas en su sitio. La dovela correspondía a la mitad de la sección del puente, sirviendo a

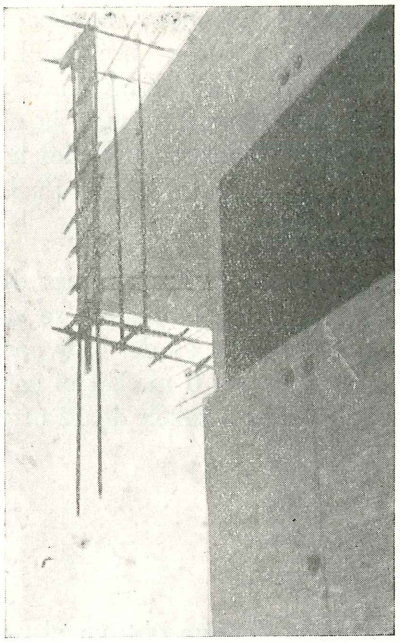


Figura 15.

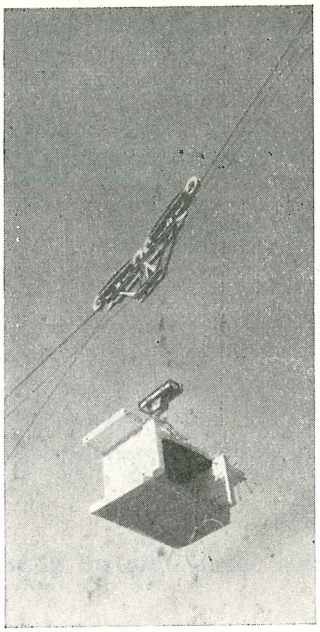


Figura 17.

Figura 16.

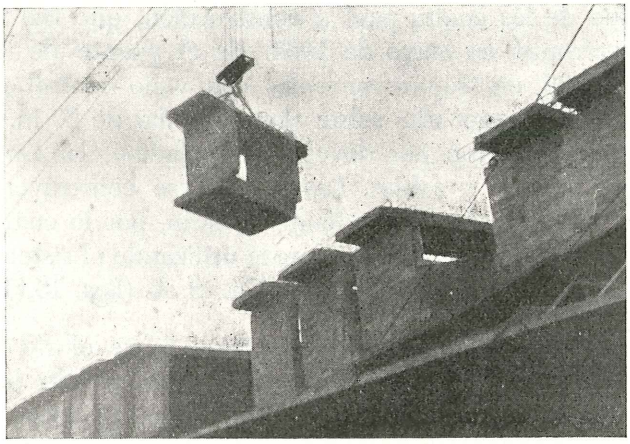
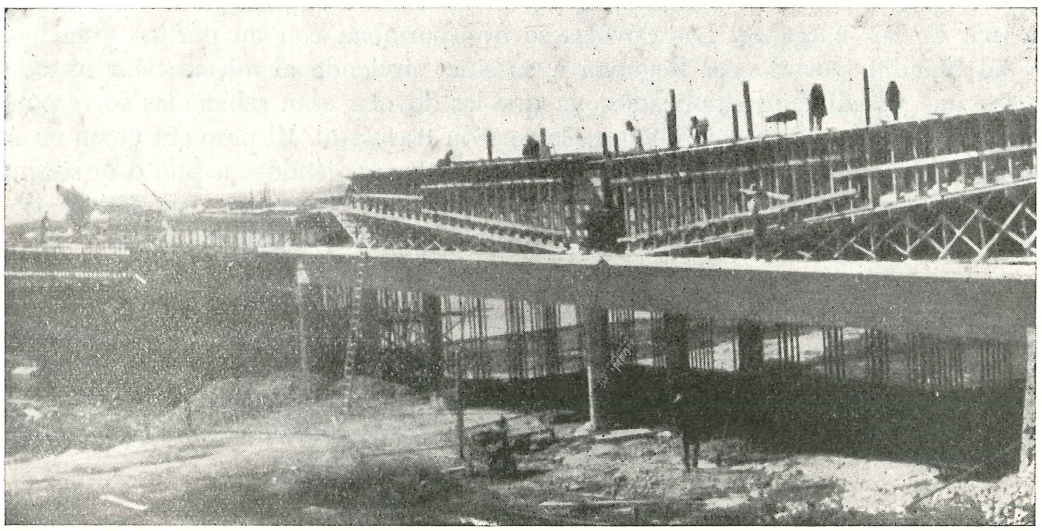


Figura 18.



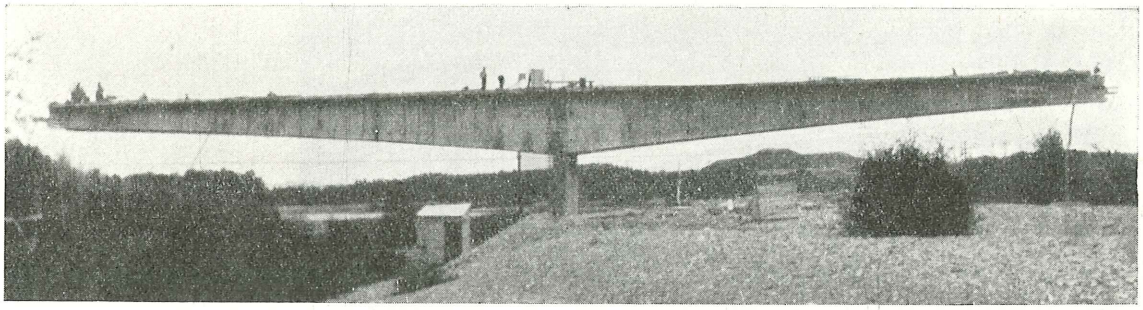


Figura 19.

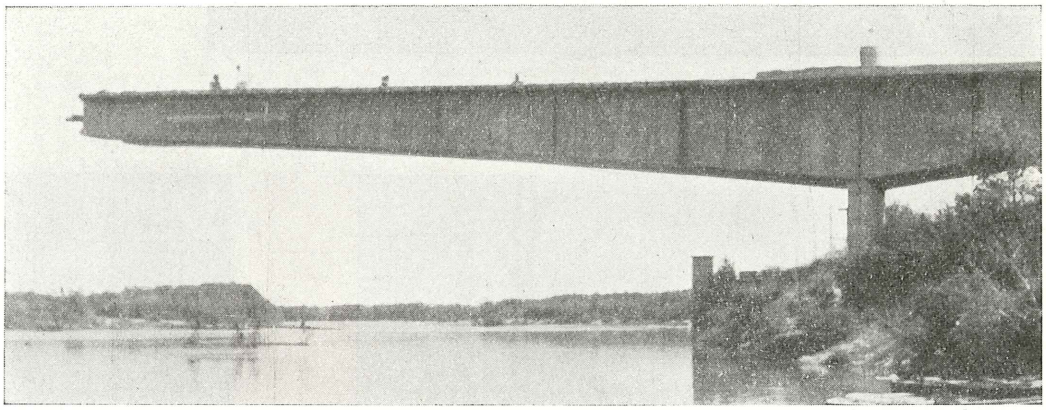


Figura 20.

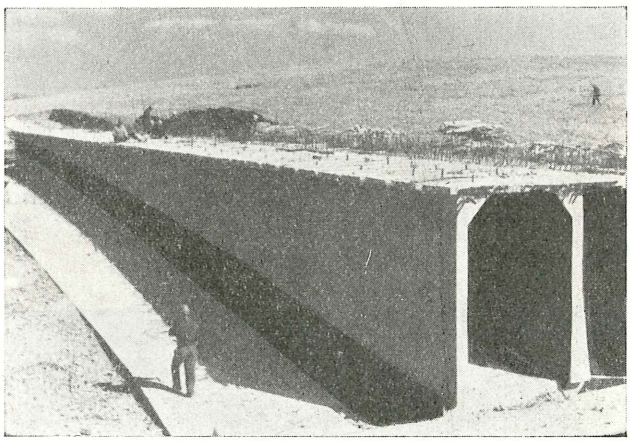


Figura 21.

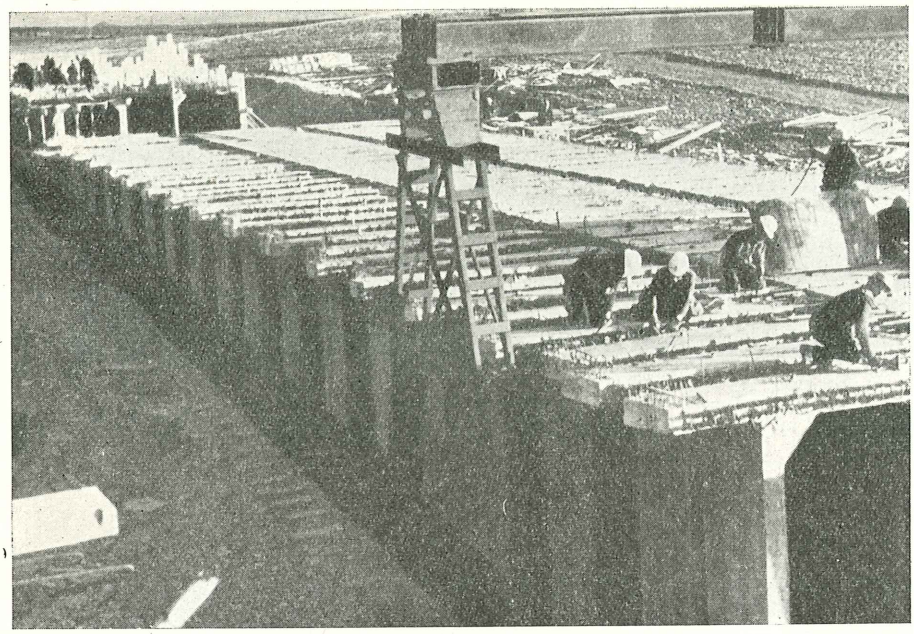


Figura 22.

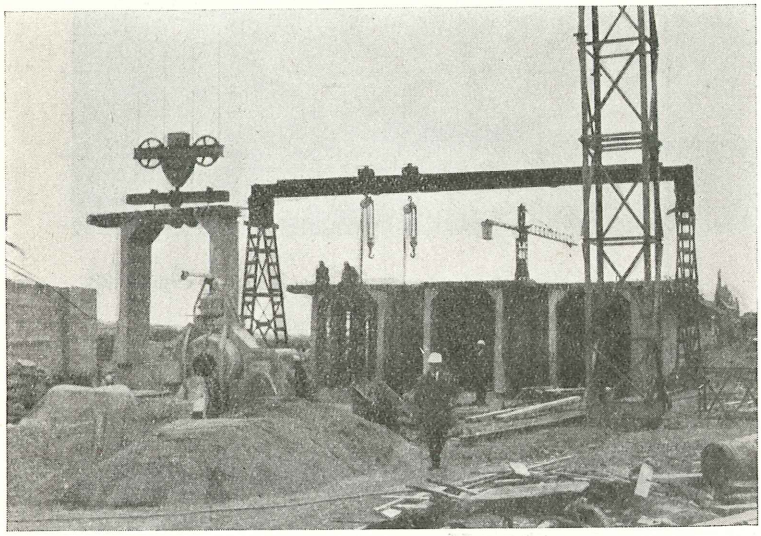


Figura 23.

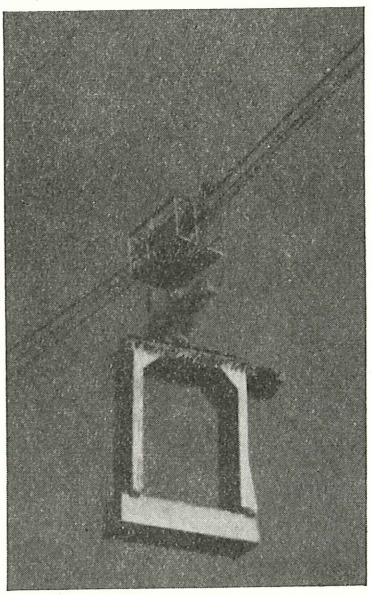
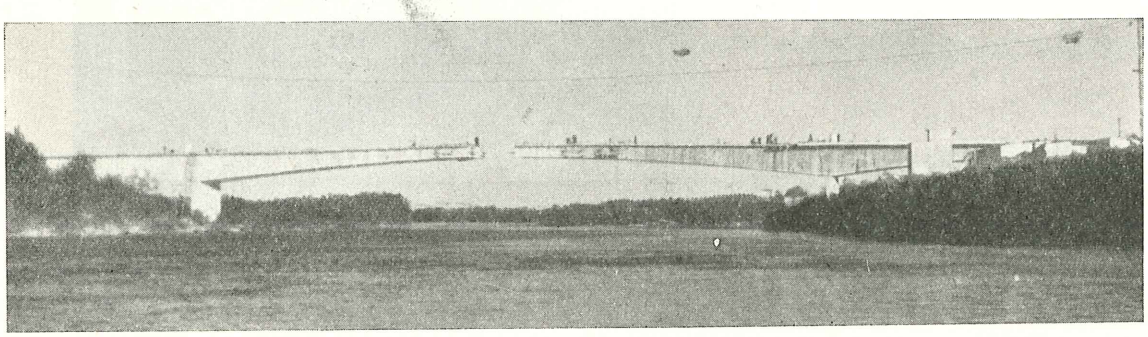


Figura 24.

Figura 25.



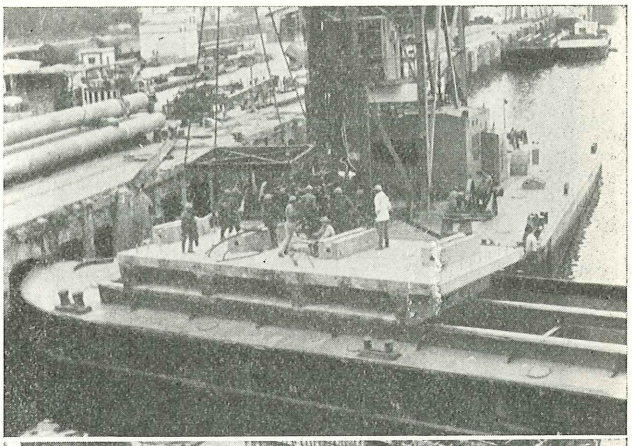


Figura 26.

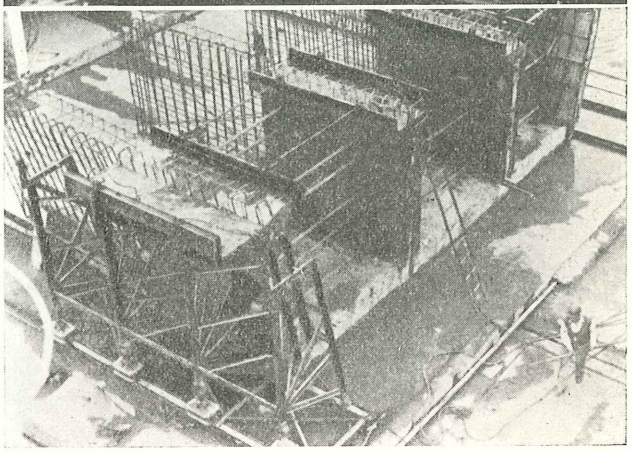
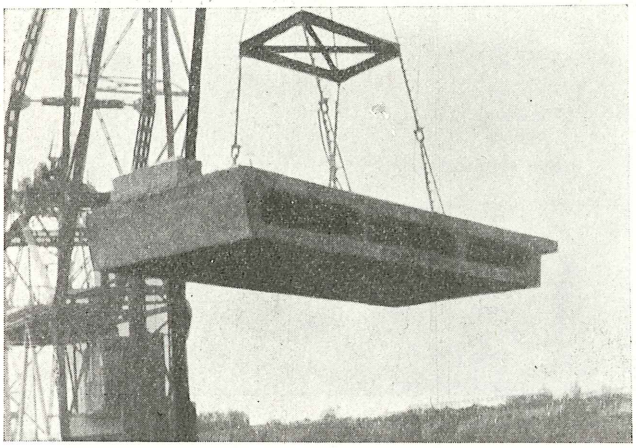


Figura 27.

Figura 28.



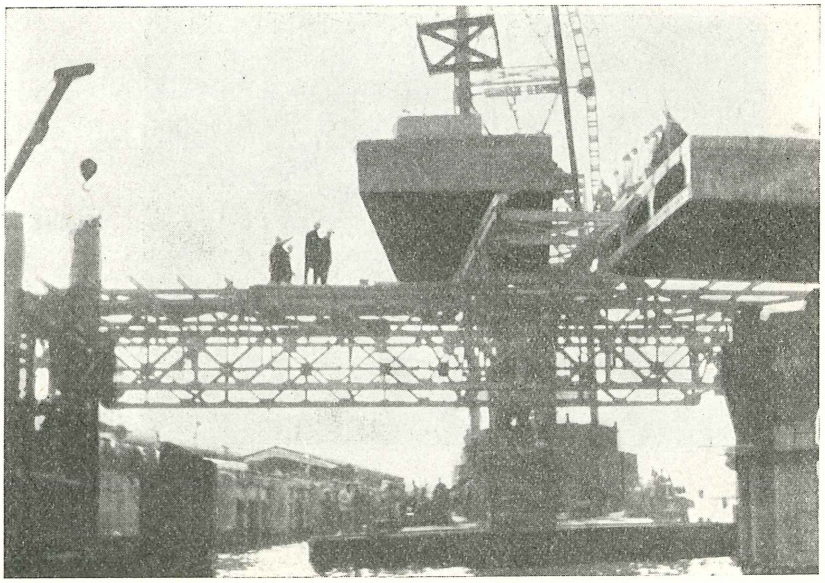


Figura 29.



Figura 30.

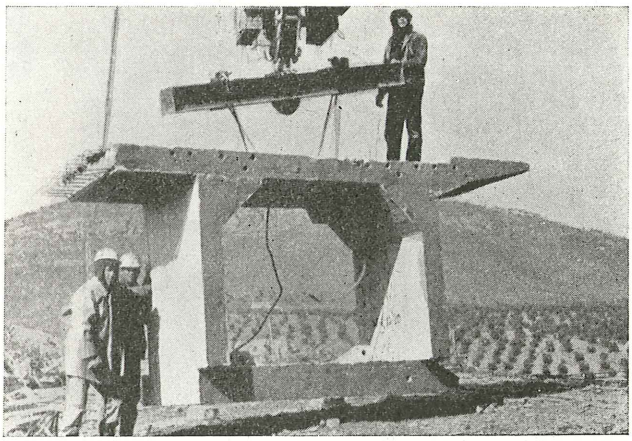


Figura 31.

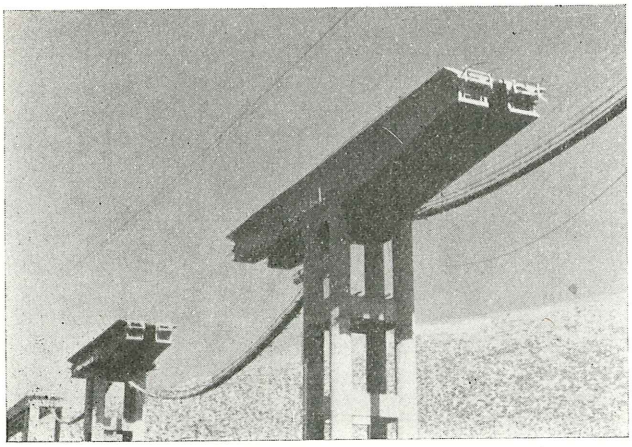


Figura 32.

F. DEL POZO

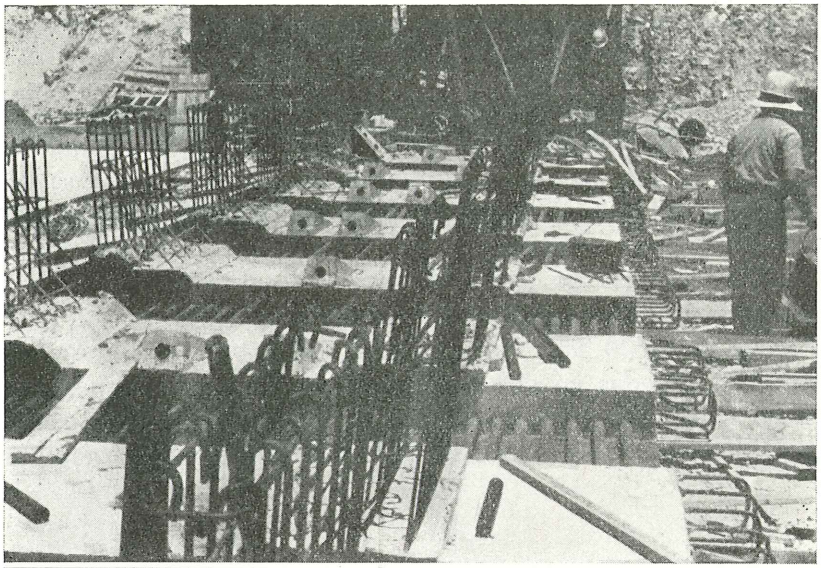


Figura 33.

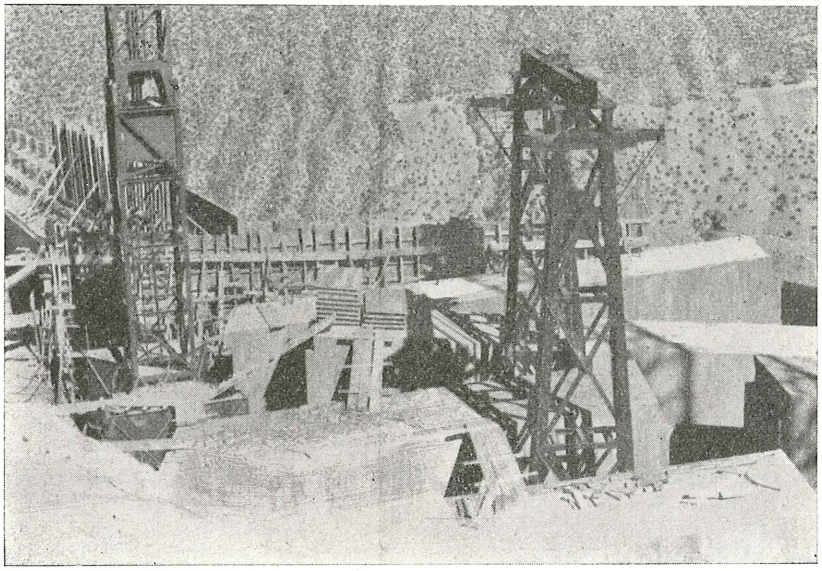


Figura 34.

tres carriles de circulación y acera de 2,50 m. La zona principal del puente es una estructura en T articulada en su pie con dos vanos de 56 m de luz, que se prolongan en tramos laterales sin obstáculo al deslizamiento. Se construyó por Dragados, S. A., con sistema de pretensado CCL, terminándose en abril de 1967 (figs. 26, 27, 28 y 29).

El cuarto puente es el de Iznájar, sobre el Genil, embalsado por la presa de Iznájar. La zona principal del puente tiene tres vanos de luces: $55 + 85 + 55$, apoyada sobre cuatro pilares cuádruples, cuya altura en los centrales es de unos 70 m. Es del mismo tipo análogo a los dos primeros descritos con dos cajones por sección transversal, con tablero para dos carriles. Se utilizó el mismo sistema de transporte que en aquéllos, blondín de 10 Tm y 450 m de longitud. Las dovelas se moldearon en parte sobre uno de los tramos extremos, y en parte, sobre la explanación de la carretera, montándose por avance simétrico desde las dos pilas centrales simultáneamente, enlazándose por articulación deslizante en la sección central, prolongando en continuidad con los tramos de avenidas, pero a través de articulación de giro, las otras dos extremidades. Se construyó por

Agromán, con sistema de pretensado Freyssinet, terminándose en febrero de 1969 (figuras 30, 31, 32, 33 y 34).

Actualmente está en construcción un quinto puente (el de Los Vados, sobre el río Genil, en la provincia de Granada) con vanos de: $25 + 76 + 25$. Debido a la gran oblicuidad, se construye en dos mitades longitudinales independientes, correspondiendo a un carril con cajón único. El sistema de construcción adoptado ha sido premoldear las dovelas por grupos en una de las márgenes que está a nivel del fondo del río, el cual está encauzado mediante malecones de tierra. El transporte al tajo se hace por grúa sobre ruedas, que penetra dentro del río, pero que tiene salida fácil en caso de avenida súbita. El peso de las dovelas es de 30 Tm, y se avanzará primero en las dos direcciones desde cada pila intermedia situadas en el eje del malecón y cuando el vano de contrapeso haya llegado al estribo se anclará, continuando en el otro brazo hasta el centro del vano. Se construye por Hidrocivil, con pretensado CCL y se terminará el verano próximo.

cimbra para construcción de tramos Cantilever in situ

G. APARICIO SOTO

1. INTRODUCCION

En la descripción de la cimbra que vamos a hacer, nos referiremos a la obra en que ha sido empleada, que es el puente del Cardenal, emplazado en el Km 25 de la carretera de Plasencia a Trujillo, sobre el río Tajo y en el tramo comprendido entre las presas de Torrejón y Alcántara.

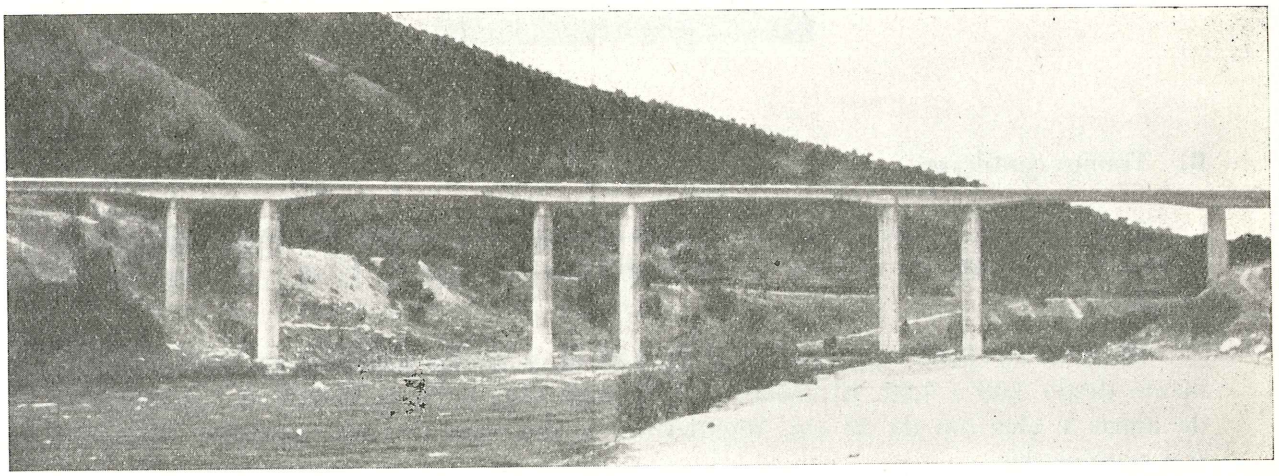


Figura 1.

El proyecto es de A. Martínez Santonja, ingeniero de Hidroeléctrica Española, y la construcción fue realizada por Cintec, S. A.

2. DESCRIPCION DE LA OBRA Y, EN ESPECIAL, DE LOS TRAMOS CANTILEVER

A) Pilas

Las pilas son huecas, de 26 cm de espesor, con sección rómbica, con los vértices redondeados. El número de pilas es ocho, con alturas variables entre 18 y 34 m. Fueron construidas con encofrado deslizante, llegando a hacerse una de tales pilas con una velocidad media de 13 m/día. Los interejes correspondientes a las parejas de pilas que soportan cada tramo cantilever son de 18 m.

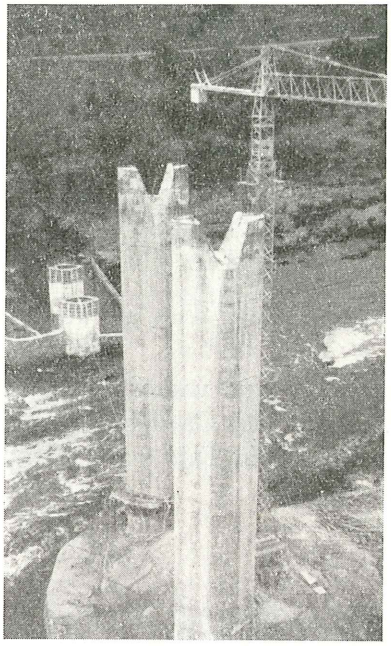


Figura 2.

B) Tramos cantilever

Cada uno de los cuatro tramos cantilever está formado por dos vigas cajón de 42 metros de longitud, distribuidos en dos voladizos extremos de 12 m y un vano central de 18.

El canto en dicho vano central es de 3,08 m, y en los voladizos es variable linealmente desde 3,08 a 1,90. El ancho total de cada viga cajón es de 1,60 m. Los espesores de almas y alas son de 20 cm. Rigidizando las dos vigas de cada tramo hay ocho riostras postensadas.

El peso de cada una de las vigas es de 200 Tm, distribuidas en 50 para cada voladizo y 100 para el vano central entre pilas, estando, por tanto, dimensionada la cimbra para soportar 400 Tm.

El apoyo de los tramos cantilever sobre las pilas se ha realizado mediante rótulas plásticas.

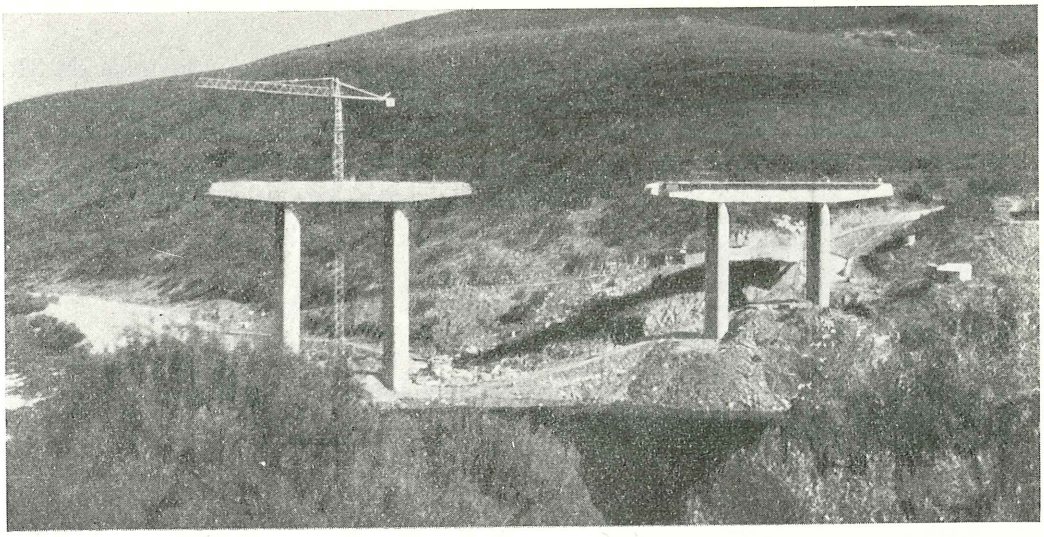


Figura 3.

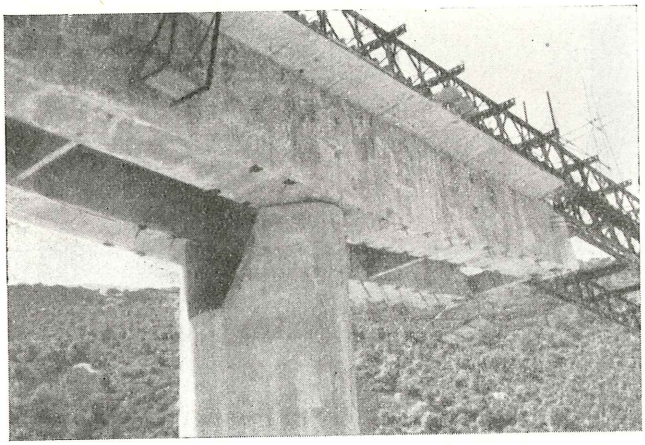


Figura 4.

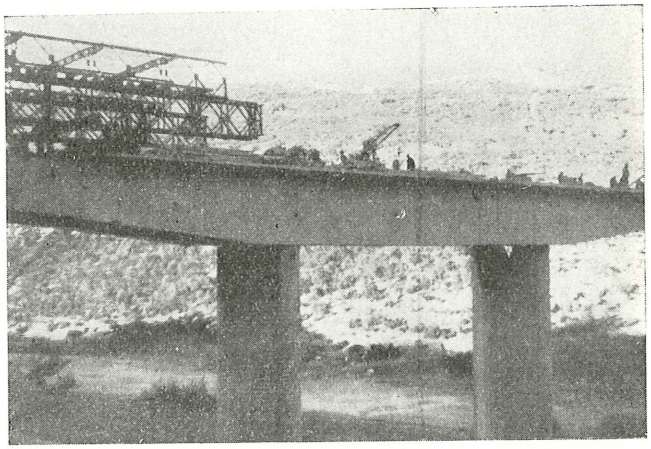


Figura 5.

C) Tramos lanzados

Entre cada dos tramos cantilever se encuentran tramos apoyados de 31 m, con dos vigas por tramo de sección en U invertida, que fueron prefabricadas y lanzadas mediante cimbra Bayley. El peso de cada viga en lanzamiento es de 80 Tm. Ante la dificultad de alojar los cables de postensado en el interior de las almas, el proyectista decidió llevarlos exteriormente a las mismas, empleándose para la protección de los cables vainas de tubo de acero galvanizado exteriormente y que posteriormente fueron inyectados como una vaina normal.

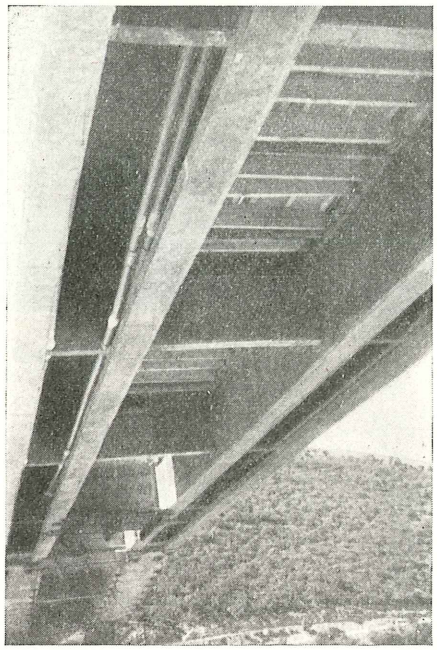


Figura 6.

Para la rigidización de estos tramos existen seis riostras que fueron postensadas.

Figura 7.

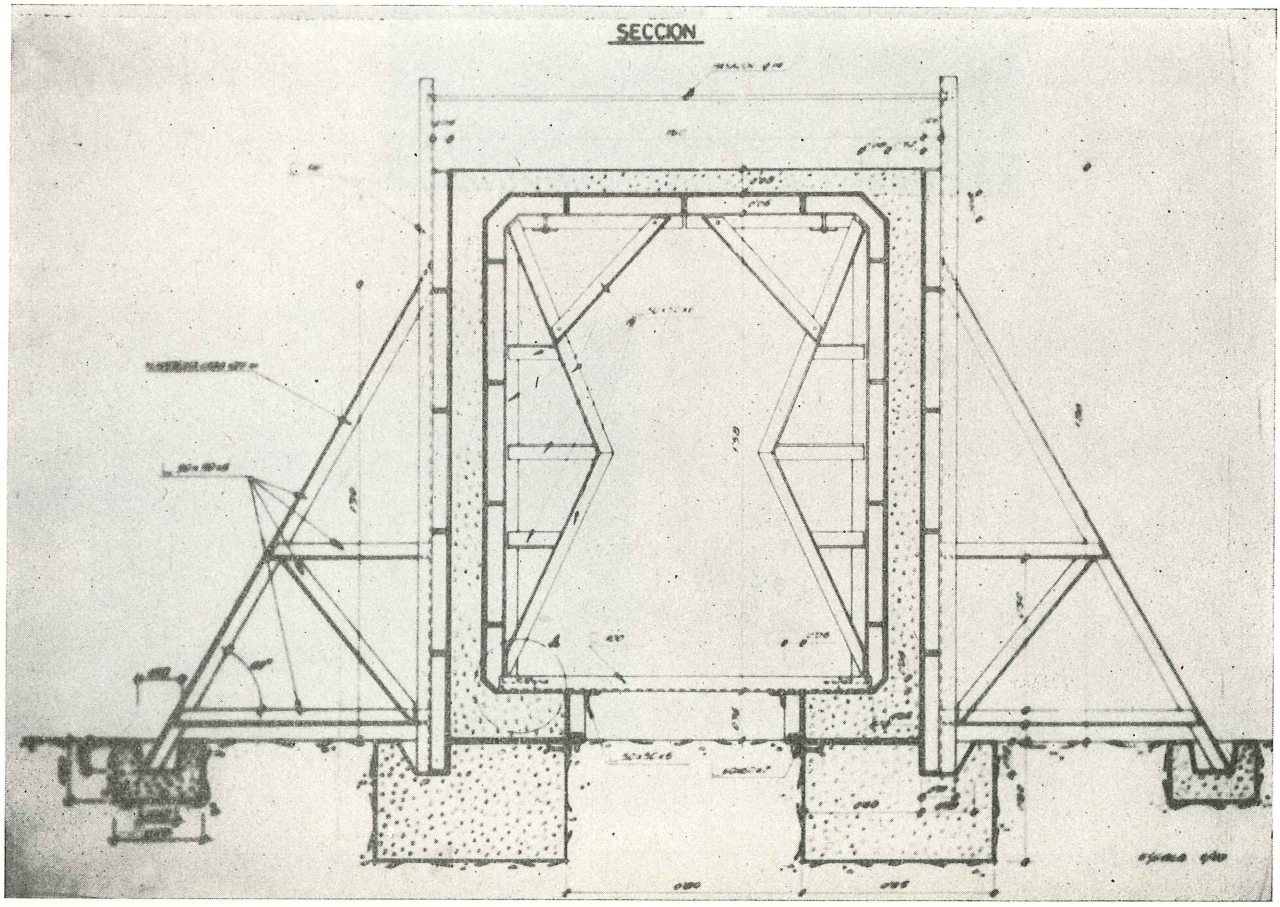
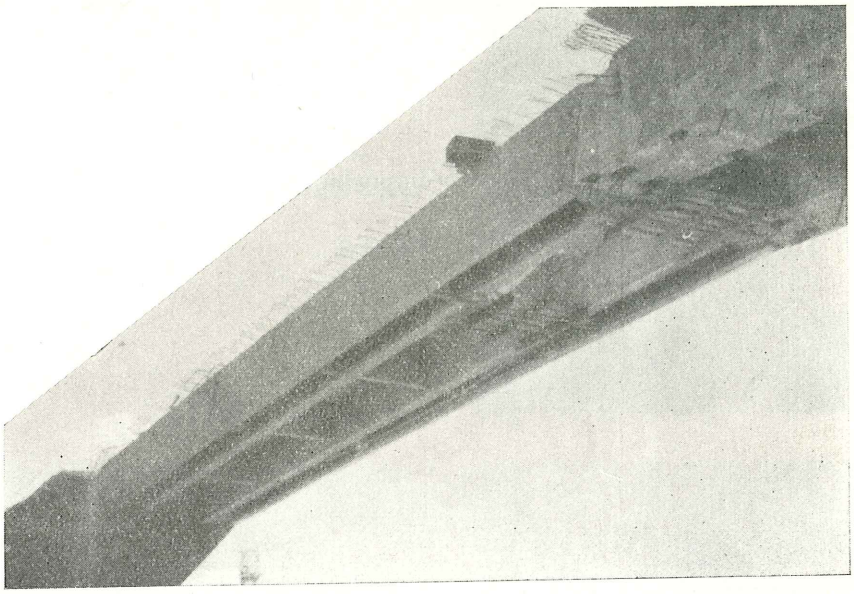


Figura 8.



D) Dimensiones generales

La longitud total del puente es de 323 m entre estribos, y corresponde a cuatro tramos cantilever de 42 y cinco apoyados de 31. El ancho total es de 8 m.

3. CONSTRUCCION DE LOS TRAMOS CANTILEVER. SOLUCIONES CLASICAS

Los procedimientos tradicionales para el apeo de los tramos in situ cantilever que hemos descrito son los siguientes:

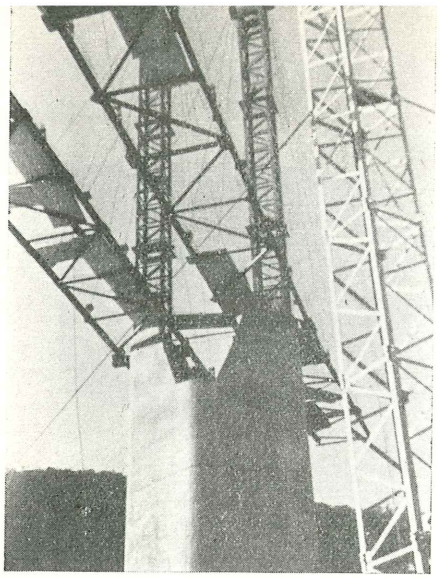
1. Estructura tubular con sustentación en el terreno.
2. Cimbra superior en celosía con apoyos en las pilas por intermedio de pilares de hormigón o metálicos que quedarían embebidos en el interior de las vigas cajón.
3. Cimbra inferior en celosía con apoyos en pilas y jabalcones también en celosía con apoyo en las mismas pilas.

La primera solución no era aceptable en este caso, por la gran altura a que se encontraban los tramos y, además, por la presencia del río Tajo.

La segunda y tercera solución de cimbra en celosía habrían sido las que normalmente se habrían empleado de no habérsenos ocurrido la que vamos a presentar y que las aventaja en mayor economía y menor exigencia de medios auxiliares para los montajes y desmontajes.

4. SOLUCION ADOPTADA

La solución empleada consistió en la prefabricación, por elementos fácilmente ensamblables, de una plataforma metálica, cuyas vigas principales colgaban de dos abani-



cos de seis cables de pretensado de 15,2 mm de diámetro, que transmitían sus esfuerzos a dos mástiles metálicos en celosía con sus arranques empotrados en las cabezas de las pilas.

A continuación describiremos los elementos más importantes de esta cimbra y su funcionamiento.

Figura 9.

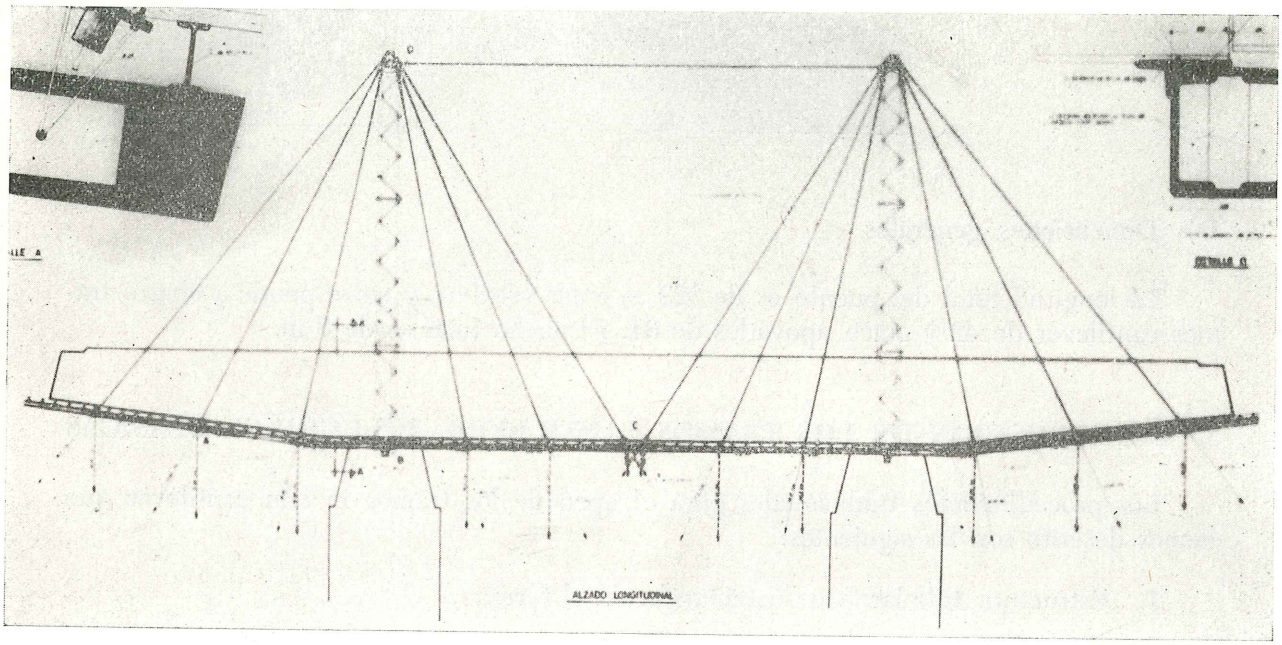
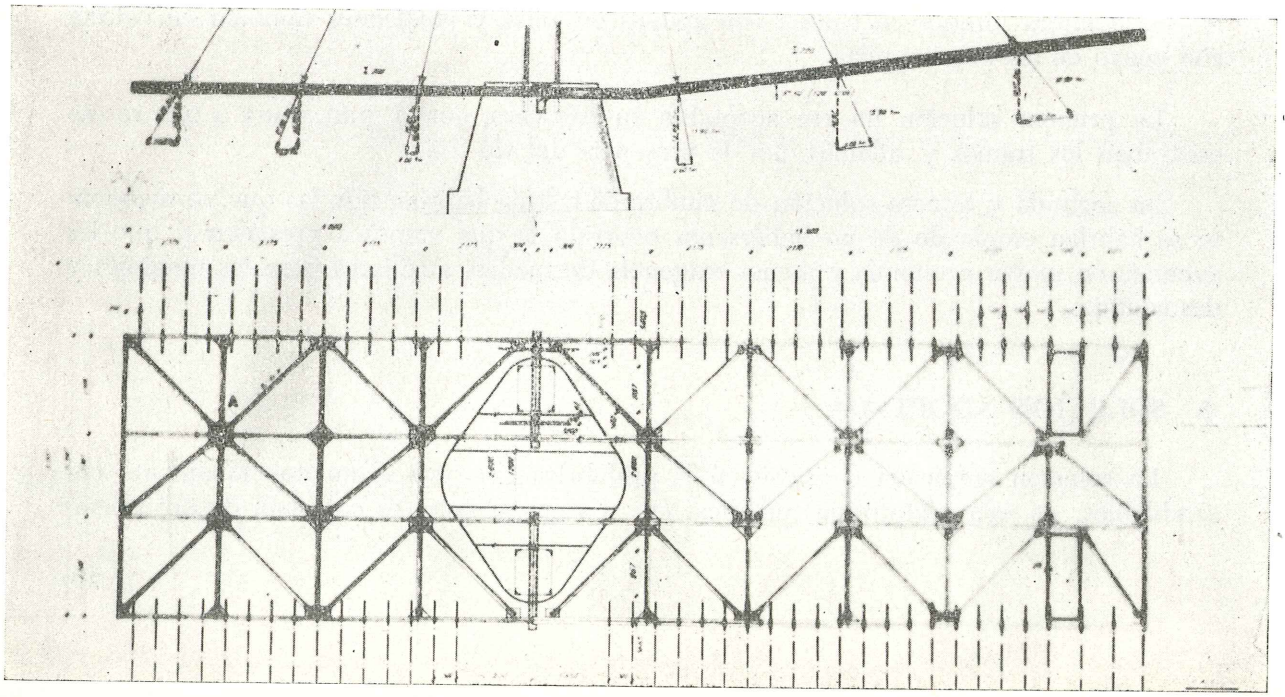


Figura 10.

Figura 11.



A) Plataforma

La plataforma para la construcción de un tramo, es decir, de dos vigas de 200 toneladas, estaba formada por cuatro vigas principales, que en los voladizos eran dobles T de 220 mm, y en la parte central, dobles T de 200 mm. Durante el montaje estas cuatro vigas iban arriostradas dos a dos, formando parejas independientes, y una vez montadas, se arriostraban entre sí las dos parejas con uniones atornilladas.

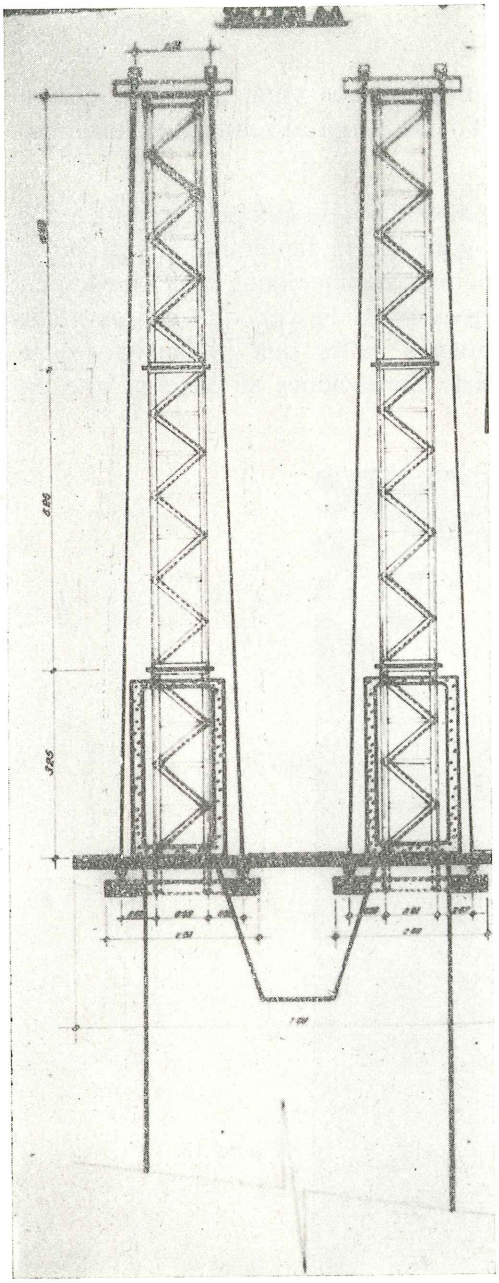


Figura 12.

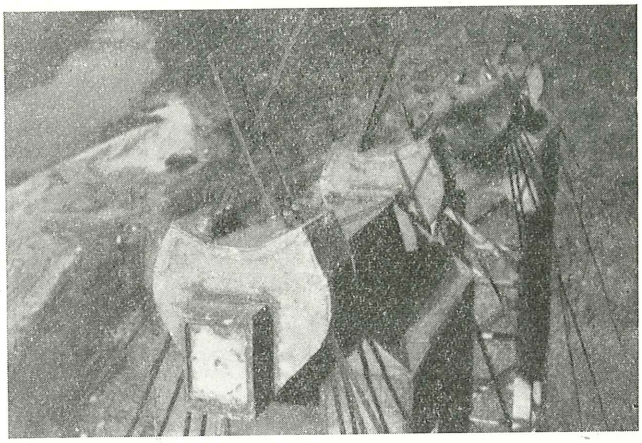


Figura 13.

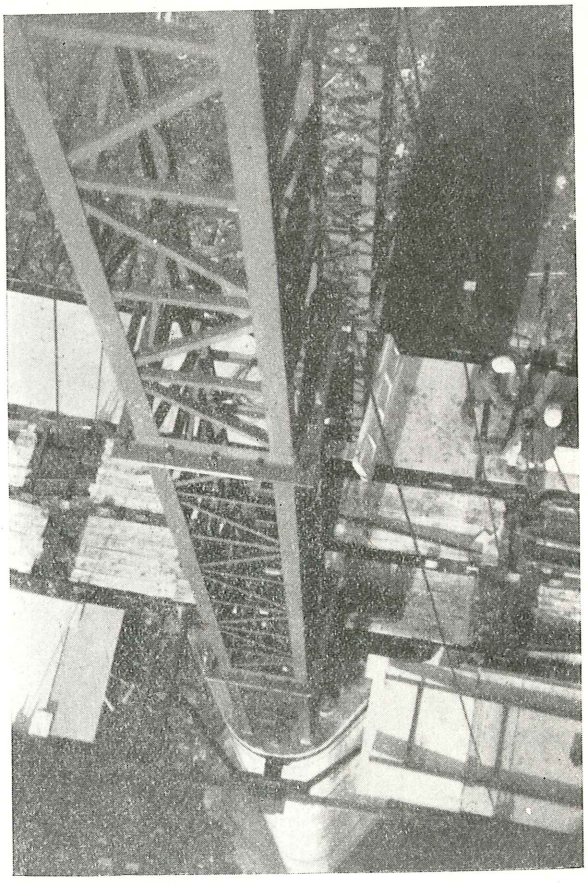


Figura 14.

Una vez realizado el montaje de las vigas principales, se colocaron vigas dobles T de 120 mm transversalmente a las anteriores y separadas 50 cm, que recibían directamente a los tableros de encofrado, tanto del fondo de las vigas cajón como de los laterales exteriores e interiores.

La separación entre los anclajes de los cables, que estaban emplazados en las vigas principales, se estudió de manera que los momentos flectores que aparecían en ellas fuesen sensiblemente iguales y admisibles para las vigas principales ya citadas. Tal separación resultó de unos 3,50 m, aproximadamente. La flecha que la cimbra toma entre anclajes es inferior a medio milímetro.

B) Mástiles

El soporte de la plataforma se hacía desde dos mástiles por viga, es decir, cuatro mástiles en total, recibiendo cada uno de ellos 100 Tm de carga al realizar el hormigonado de los tramos.

La altura de tales mástiles venía obligada por una solución de compromiso entre dos limitaciones de sentidos opuestos. De un lado, darles gran altura facilitaba su pandeo, y de otro lado, darles pequeña altura llevaba consigo unas inclinaciones muy fuertes en los cables extremos que les hacían trabajar a gran tensión, a la vez que en las vigas principales de la plataforma se creaban unas componentes axiles que podían provocar el pandeo de las mismas. Como consecuencia de ambas limitaciones se llegó a que en este caso la altura óptima era de 13,50 m.

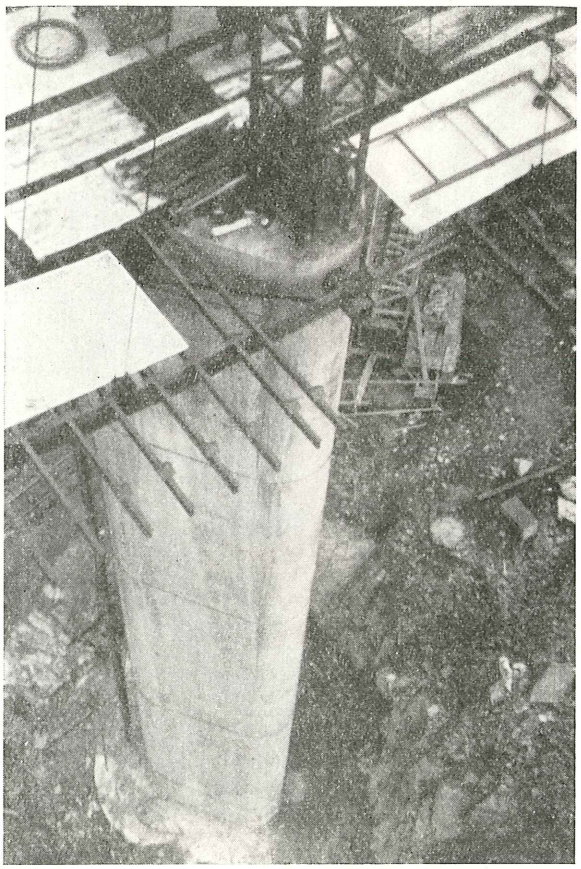


Figura 15.

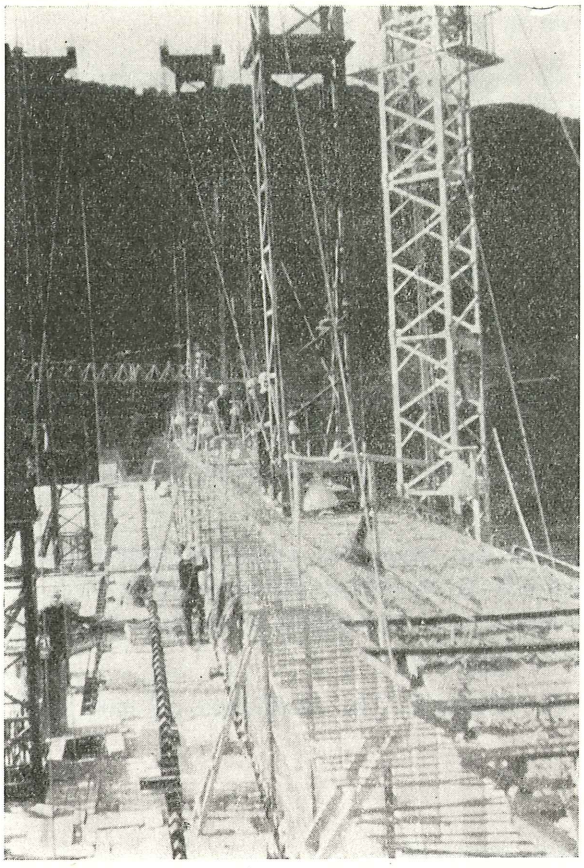


Figura 16.

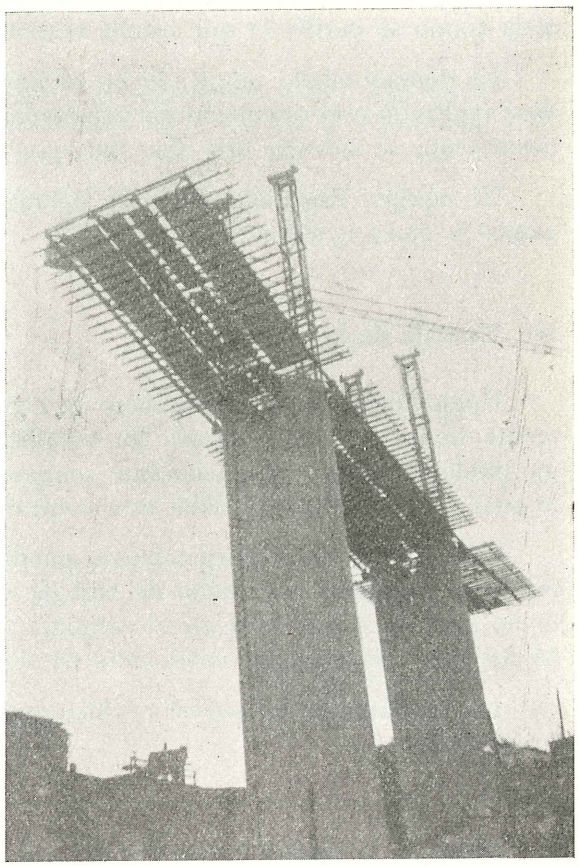


Figura 17.

Entre los dos mástiles correspondientes a una misma viga se colocaron dos cables horizontales del mismo tipo que los anteriores, con el fin de equilibrar el conjunto, dado que los momentos en los mástiles producidos por los cables de los voladizos eran superiores a los producidos por los correspondientes al vano central.

El alargamiento de estos cables horizontales fue controlado y corregido durante el hormigonado, con el fin de que la verticalidad de los mástiles se mantuviese en todo momento y no trabajasen a flexión. De todas formas, y aunque esta corrección no hubiera sido posible, el incremento de tensiones era absorbible dentro del campo de tensiones admisibles.

C) Modulación, montaje y medios auxiliares

Todos los elementos de la cimbra fueron modulados, de manera que el peso máximo de las piezas no rebasara los 800 Kg para hacer compatible el montaje con unos medios auxiliares de bajo coste, como son grúas torre de las que se emplean normalmente en edificación.

Así pues, la plataforma estaba compuesta de ocho piezas, cuatro para los dos voladizos y las otras cuatro para la parte central.

Los mástiles estaban, a su vez, modulados en tres piezas cada uno, de las cuales en cada tramo se perdía la que estaba empotrada en la pila.

El tiempo medio empleado en el montaje de cada tramo fue de diez días, habiéndose realizado esta operación en una semana en cada uno de los dos últimos tramos. El desmontaje se llevaba dos días más por tramo que los montajes.

El equipo empleado en estas operaciones era mínimo, y estaba formado por un mecánico y cinco ayudantes.

D) Trabajo de los cables

Como consecuencia del proceso de hormigonado, consistente en avanzar simultáneamente desde los apoyos hacia los voladizos y parte central, la estructura entraba en carga paulatinamente, produciéndose alargamientos en los cables del orden de 25 mm, por lo cual, en el montaje se daba esta contraflecha.

En general, estos alargamientos pueden hacerse tan pequeños como se quiera sin más que disminuir la tensión de trabajo aumentando la sección de los cables, cuyo coste no pesa excesivamente en el conjunto. En nuestro caso, la tensión de trabajo fue de 55 Kg/mm^2, teniendo un coeficiente de seguridad a rotura de 3.

Los anclajes de los cables se hicieron con el sistema C.C.L., mediante un gato de preclavado.

E) Coste de la cimbra y repercusión por tonelada soportada

El peso total de acero empleado fue de 25 Tm, y por tanto, el coste alrededor de seiscientas mil pesetas. El total de toneladas apeadas fue de 1.600, resultando, por tanto, un coste por tonelada de 375 pesetas, en la hipótesis de amortizar completamente la cimbra en la obra. Esto representó una economía del orden del 60 al 70 por 100 respecto a cimbras tradicionales en régimen de alquiler.

Considerando, además, la mano de obra empleada en montaje y despontajes, la cifra anterior se incrementa en unas 125 ptas/Tm.

F) Posibles aplicaciones

Además de los tramos ménsula, esta cimbra tiene aplicación en la construcción de voladizos siempre que contemos con la posibilidad de un anclaje posterior. También es importante destacar que el canto ocupado por la cimbra es mínimo (en el caso particular expuesto fue de 32 cm), y ello puede ser útil en los casos en que haya necesidad de gálibo inferior.

unión de los elementos prefabricados del viaducto de Chillon mediante resina epoxi

M. ANTOLIN

En la carretera nacional suiza número 9, el viaducto de Chillon, de 2.150 m de longitud, une Montreux con Villeneuve, pasando a unos 100 m por encima del célebre castillo de Chillon, al borde del lago Leman.

Esta obra es una de las más importantes de la red de carreteras suizas, y ha sido realizada bajo la forma de un puente gemelo. El carácter accidentado del terreno ha obligado, en ciertas partes del recorrido, a utilizar el empleo de métodos de construcción enteramente nuevos.

Teniendo en cuenta luces normalizadas de 92, 98 y 104 m, se buscaron, para establecer la cimentación de cada pilar, las mejores condiciones geológicas existentes en las escarpadas laderas que descienden hacia el lago Leman.

Los apoyos en sí mismos están formados por pilares dobles. La construcción de la parte superior del puente se efectuó mediante elementos prefabricados.

La calzada del puente se compone de elementos prefabricados del tipo de cajón hueco, teniendo 13 m de ancho por 3 m de largo. Los elementos se unieron unos con otros mediante pretensados. Se colocaron, al principio, sobre cada pilar cuatro elementos normalizados de 2,2 m de longitud y de la misma altura; estos elementos constituyen la etapa de partida, añadiéndose después, por los dos lados, los elementos siguientes: La colocación en obra de los elementos se efectúa mediante un entramado metálico de 122,5 m de longitud, que se desplaza sobre raíles y cuya anchura y altura son regulables. Los elementos a colocar que llegan a pesar 80 Tm, se llevaron con la ayuda de un puente-grúa que se desplazaba sobre el entramado. Se anclaban a la parte ya colocada mediante cables de pretensado. Por ambos lados de cada pilar crecía un semiarco que se extendía poco a poco hasta que, uniéndose con otro adyacente, completaba un arco (fig. 1).

El viaducto está constituido por un total de 1.376 elementos prefabricados, en cuyo hormigón va incorporado el plastificante-impermeabilizante Plastocrete-N, aditivo para hormigón estanco. Cada uno de los elementos se diferencia de los demás, debido a la curvatura del intradós y a la pendiente, diferente en cada caso. El viaducto tiene, además, numerosas curvas, lo que introduce variaciones en la pendiente. Para fabricar estos elementos tuvo que instalarse un taller volante, que contaba con cinco fosas de encofrado. Una vez que cada elemento colado había endurecido, se rectificaba con la ayuda de prensas hidráulicas, teniendo en cuenta la posición que tendría después en el puente. Se utilizaba

posteriormente como encofrado frontal para el colado del elemento siguiente. Gracias a este sistema podían hacerse elementos sucesivos, entre los cuales la anchura de las juntas no sobrepasaba los 3 mm. Las superficies frontales se limpiaban antes de su colocación en obra.

La estática del puente exige que haya entre un elemento y el siguiente una transmisión absolutamente regular de las fuerzas de pretensado. Gracias a ello es posible anclar los elementos del puente hacia atrás hasta el pilar que los mantiene. Después de numerosos ensayos realizados en el Epul de Lausana se eligió, como material de relleno de las juntas, el Sikadur-adhesivo, que es un material de dos componentes a base de resinas epo-

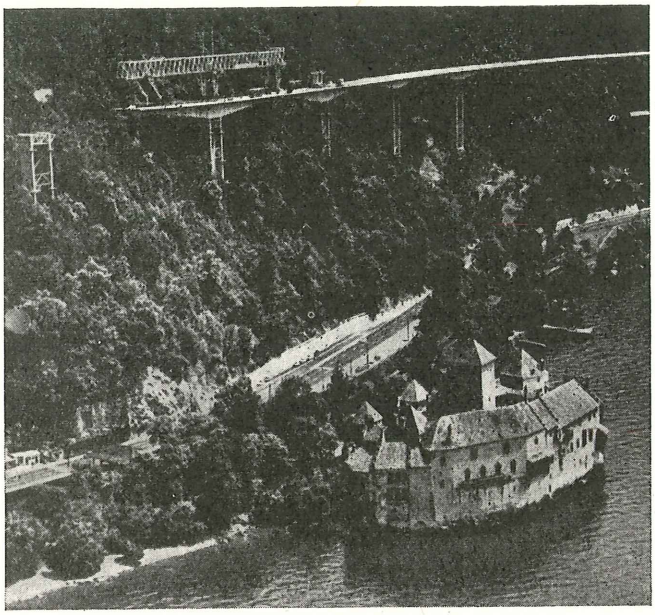


Figura 1.

xi. Este material de relleno de las juntas, que posee una excelente adherencia al hormigón no tiene sólo la misión de asegurar la transmisión perfecta de las fuerzas, sino que debe también soportar las fuerzas de cizallamiento y asegurar al mismo tiempo la impermeabilidad de la junta.

Colocación de los elementos.

Suspendido del puente-grúa, el elemento se llevaba hasta el lugar que debía tener en la obra (fig. 2). Durante este tiempo, se mezclaba a fondo por medios mecánicos los dos componentes que constituyen el Sikadur-adhesivo: la resina blanca y el endurecedor negro, en la proporción de tres partes de resina por una parte de endurecedor. Con las manos protegidas por guantes de goma, obreros especializados aplicaban una capa de esta resina tixotrópica, en un espesor de unos 3 mm sobre la superficie frontal del elemento. Estos especialistas pertenecían a la empresa constructora, pero habían sido instruidos por la firma Kaspar Winkler & Co., sede central de la red mundial Sika International, y que fue la proveedora de toda la resina utilizada en la obra (fig. 3).

Figura 2.

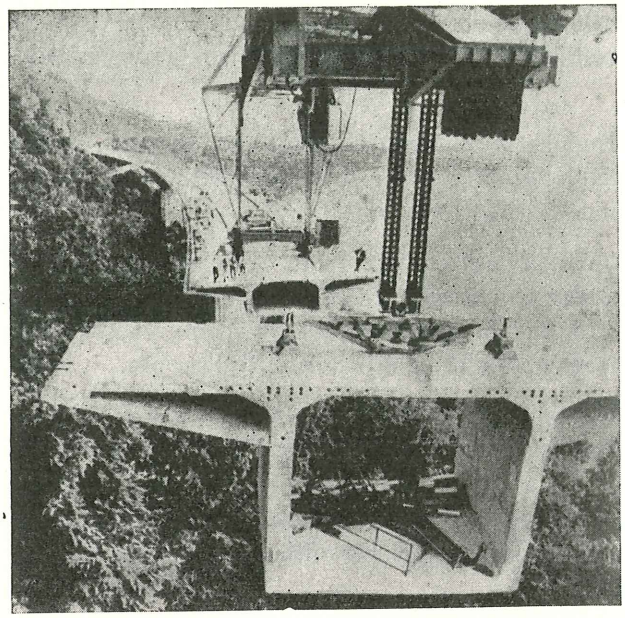


Figura 3.

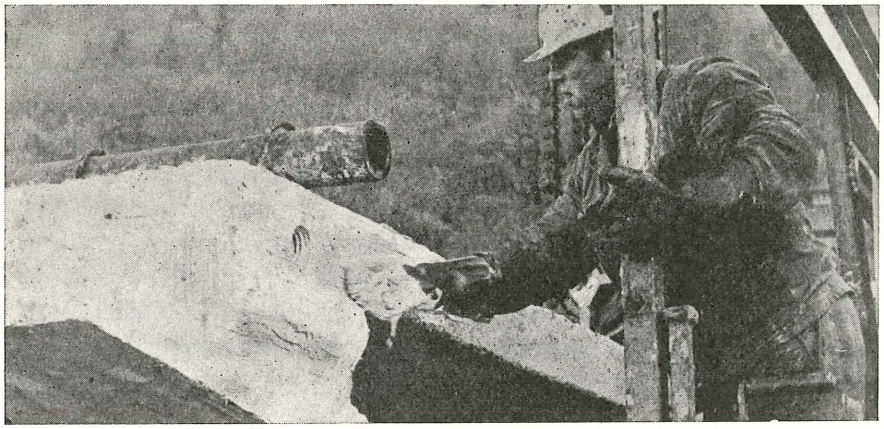
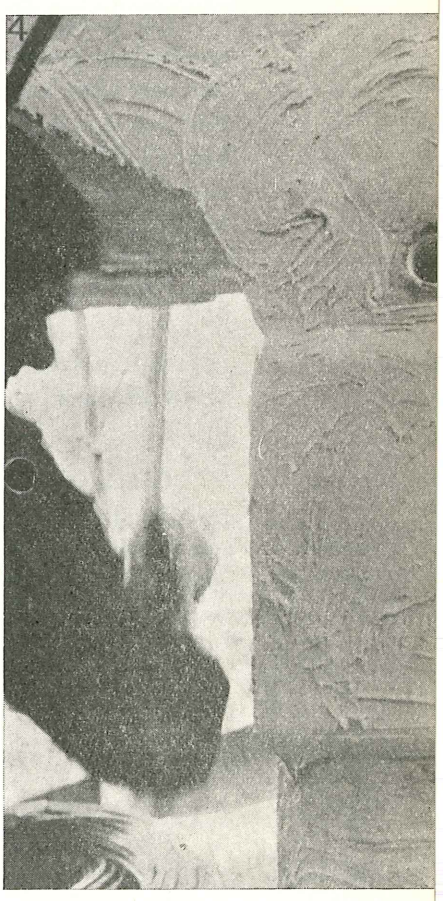


Figura 4.



En aquellos sitios donde estaban los agujeros para el paso de los cables de pretensado se dejaba alrededor de éstos un cerco de unos 5 cm sin resina (fig. 4). Así se evitaba que este material pudiera penetrar en las vainas de los cables de pretensado, los cuales una vez colocados recibían inyecciones a las que se incorporó el aditivo plastificante expansivo Intracrete.

Una vez que el elemento había sido colocado en su sitio, se introducían los cables provisionales de pretensado, uniéndose al elemento precedente mediante una prensa hidráulica bajo una presión de 100 toneladas.

Esta presión provocaba el relleno perfecto de la junta con el Sikadur-adhesivo. El material en exceso rebasaba al exterior e interior, pero como éste, una vez preparado, es de color gris-hormigón, no hay peligro de que los restos visibles, en las paredes laterales o en el intradós, puedan afectar a la estética de la obra.

El Sikadur-adhesivo posee la gran ventaja de ser fácil de trabajar, gracias a sus buenas cualidades tixotrópicas y su baja viscosidad. No hay que temer que pueda escurrir durante su colocación en obra. Cuando en ciertos sitios la anchura de la junta era mayor de lo previsto debido a correcciones de dirección, se mezclaba al mortero ya preparado arena de cuarzo secada al horno, lo que permitía aplicar espesores de mortero de epoxi que llegaban a los 20 mm.

El mortero así colocado, una vez que había endurecido, transmitía los esfuerzos perfectamente, resistía los de cizallamiento y hacía que la junta fuera impermeable.

En tiempo frío, las reacciones químicas en la mezcla de resina y endurecedor no se efectuaban normalmente como no se procediera a una adaptación. Las resinas epoxi endurecen sólo hasta una temperatura mínima determinada. El material normal puede endurecer hasta una temperatura mínima de 10° C. Cuando hace más frío, hay que utilizar el Sikadur-adhesivo rápido, el cual endurece hasta una temperatura mínima de 3° C. En estas condiciones, sin embargo, se prolongan los plazos de endurecimiento. Para mantener el ritmo de colocación de ocho elementos diarios, había veces que se tenía que mantener la temperatura de la resina mediante calentamiento por radiación con lo que se acortaba el plazo de endurecimiento. Para ello se colocaban radiadores de infrarrojos en el interior de los elementos en cajón. Para controlar la calidad del material de relleno de la junta se sacaban probetas con sonda y se sometían a ensayos de cizallamiento. Los ensayos efectuados demostraban que la rotura se efectuaba siempre por sitio distinto a la junta.

Gracias a un trabajo serio en el estudio preparatorio, a los consejos dados por la dirección de los trabajos y por el contratista, así como el trabajo correctamente realizado por obreros especializados, la colocación de los pesados elementos prefabricados del Viaducto de Chillon ha podido hacerse racionalmente.

837 - 4 - 27

lanzamiento de vigas de puentes y colocación de vigas de forjados y cubiertas

C. BARREDO

Señor Presidente, señoras, señores:

Ya hemos visto cómo la prefabricación de vigas, sistema constructivo que cada vez se va empleando más, origina una operación especial que hasta hace pocos años era desconocida en el campo de la construcción en hormigón: el montaje y colocación de vigas de grandes dimensiones y pesos.

Hasta la aparición del pretensado, los únicos montajes de piezas de hormigón que se realizaban parecían más bien una copia de las estructuras metálicas, y así tenemos las viguetas prefabricadas para forjados.

El pretensado, además de incrementar el volumen de viguetas, abrió el camino a la prefabricación de elementos mayores que, colgados de puntos determinados, no presentaban dificultad para su movimiento.

El peso de los nuevos prefabricados ha obligado a utilizar maquinaria apropiada para ellos, introduciendo el uso de unos elementos bastante caros a los que se deben dar muchas aplicaciones para conseguir amortizarlos.

Las distintas clases de movimientos a realizar con las vigas podemos descomponerlos en movimientos verticales, longitudinales y transversales, aunque normalmente se dan combinaciones de varios de ellos y, en general, los movimientos verticales siempre hay que emplearlos, al menos para la carga y descarga de los elementos transportados.

Nuestra experiencia directa se basa fundamentalmente en dos tipos de operaciones: desplazamiento transversal de vigas en forjados y cubiertas, moviéndose paralelamente a su eje y avance, lanzamiento y ripado de vigas de puentes.

Muchas de las vigas de forjados y cubiertas que hemos movido habían sido prefabricadas por dovelas como en el caso de las cubiertas del Mercado de Ruzafa en esta ciudad de Valencia, construido por Construcciones Rodrigo (fig. 1).

En estos casos, la prefabricación por dovelas permite emplear unos medios modestos de elevación, pues los pesos a manejar pueden acoplarse a los elementos de que se dispongan.

Estas dovelas se suben a un andamio (fig. 2), que puede estar colocado en el extremo de la nave, y allí se arma la viga y se tensan sus armaduras. Después, la viga puede desplazarse a lo largo de las jácenas de apoyo hasta llegar a su posición definitiva.

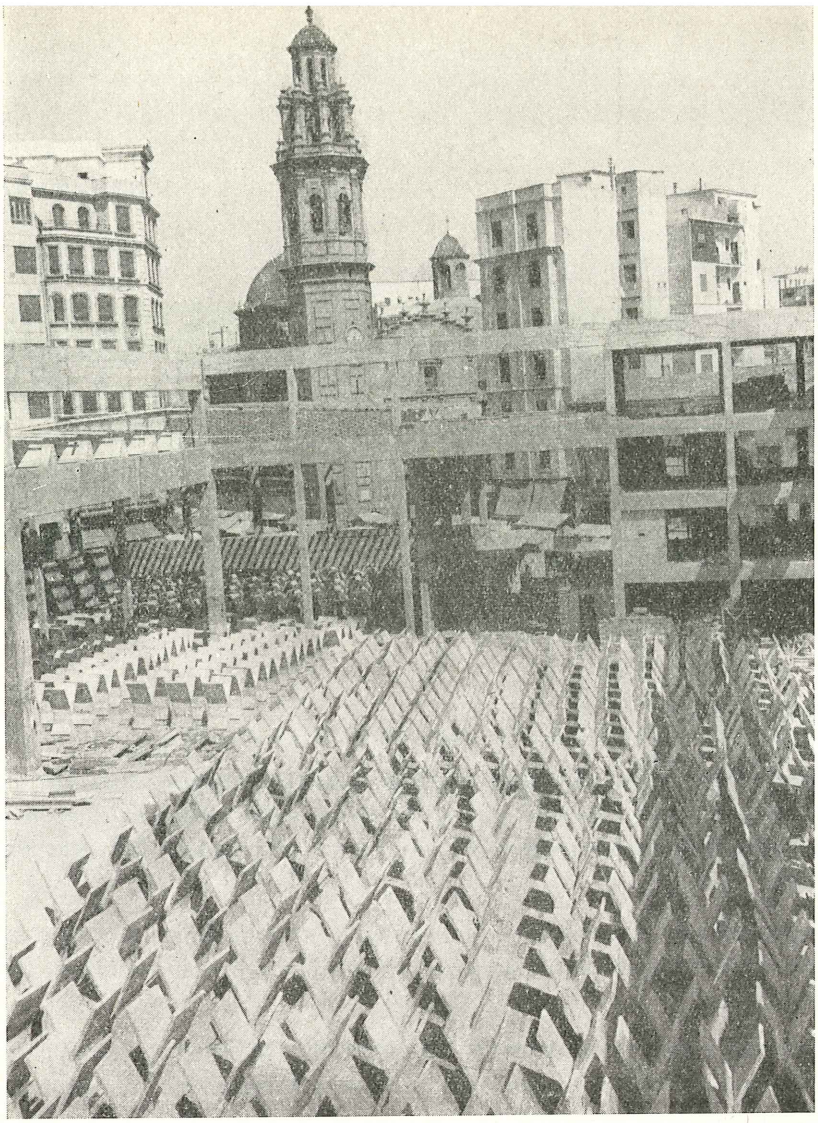


Figura 1.

Figura 2.

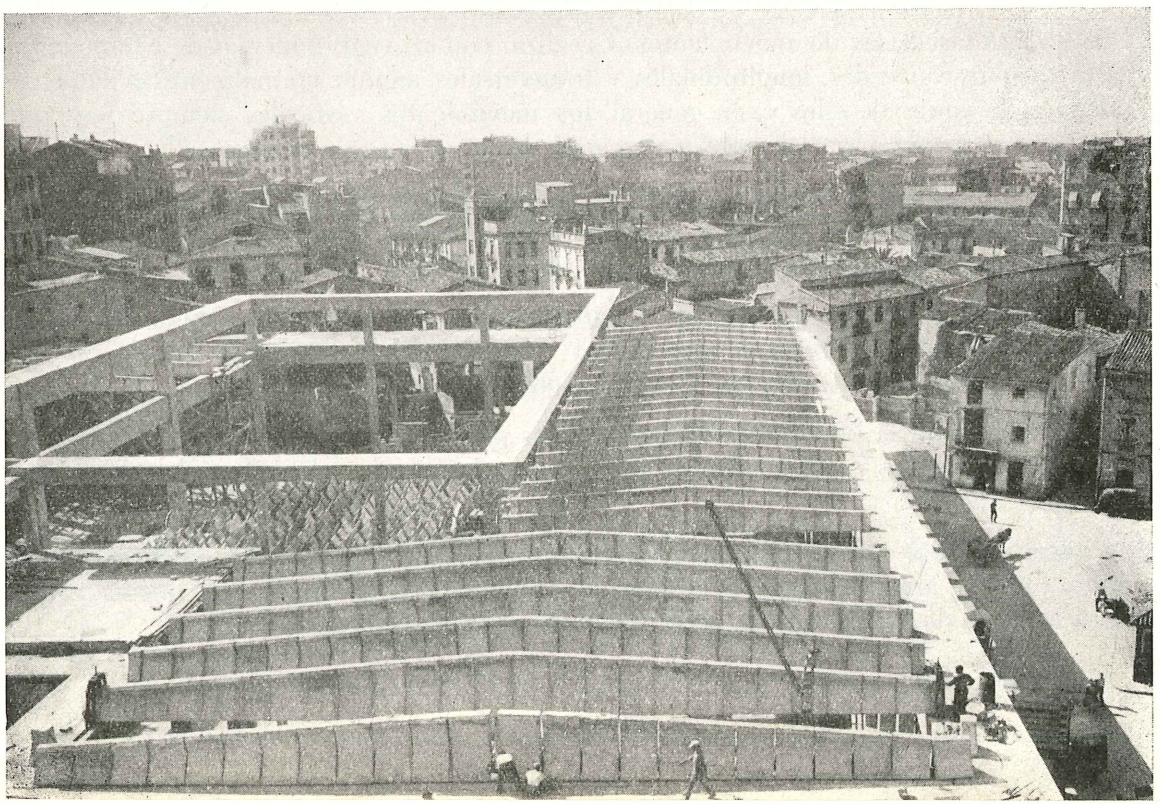
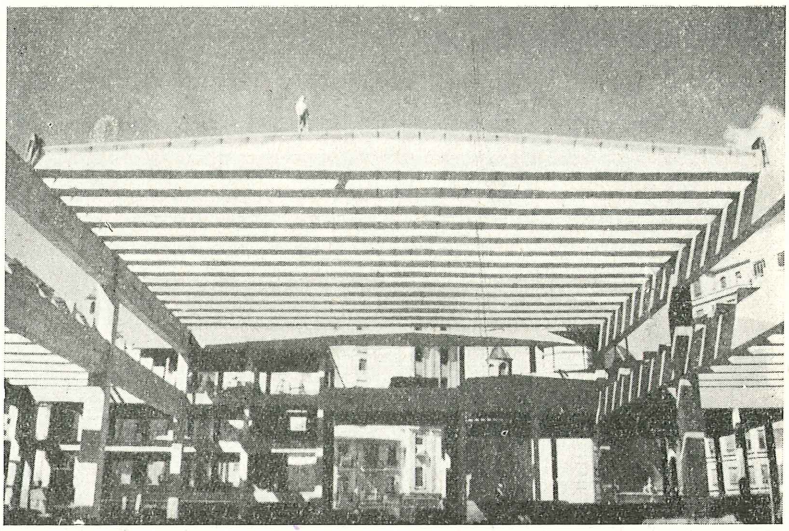


Figura 3.



Para levantar la viga del andamio y apoyarla sobre los carriles o vagonetas con que se vaya a realizar el desplazamiento bastan unos artilugios muy simples que pueden apreciarse también en la figura 2.

Llegada la viga a su posición con el mismo mecanismo puede descargarse y dejarla apoyada. Cuando una viga sale del andamio puede empezarse a colocar la siguiente, con lo que se consigue un buen rendimiento de los elementos empleados.

En la figura 3 pueden verse las vigas de la nave central, de 28 m de luz, y los apoyos, a nivel inferior, de las naves laterales.

Esta forma de construcción permite ir a soluciones de vigas ligeras colocadas muy próximas (2 ó 3 m entre ejes), con lo que el forjado de cerramiento se reduce de precio.

Las vigas empleadas en este caso son las vigas Barredo en Y invertida, entre las que se colocaron unas bandejas de escayola, dejando libre la abertura de la V formada por la sección de la viga, espacio que se aprovechó para colocar la iluminación (figs. 4 y 5).

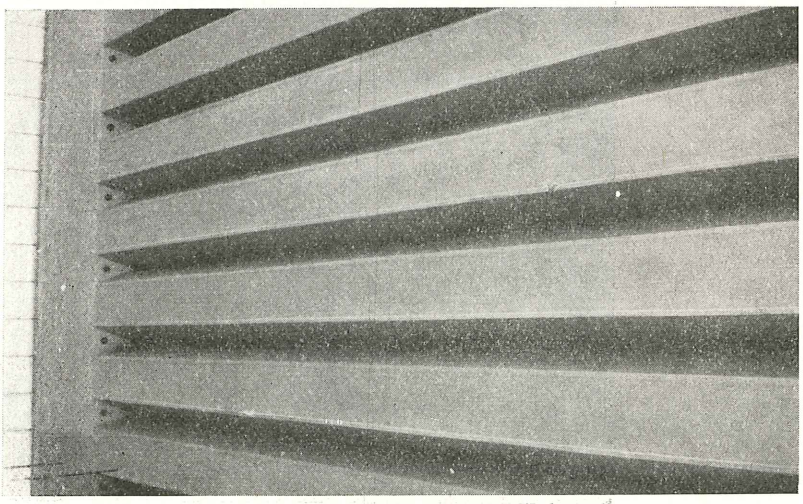


Figura 4.

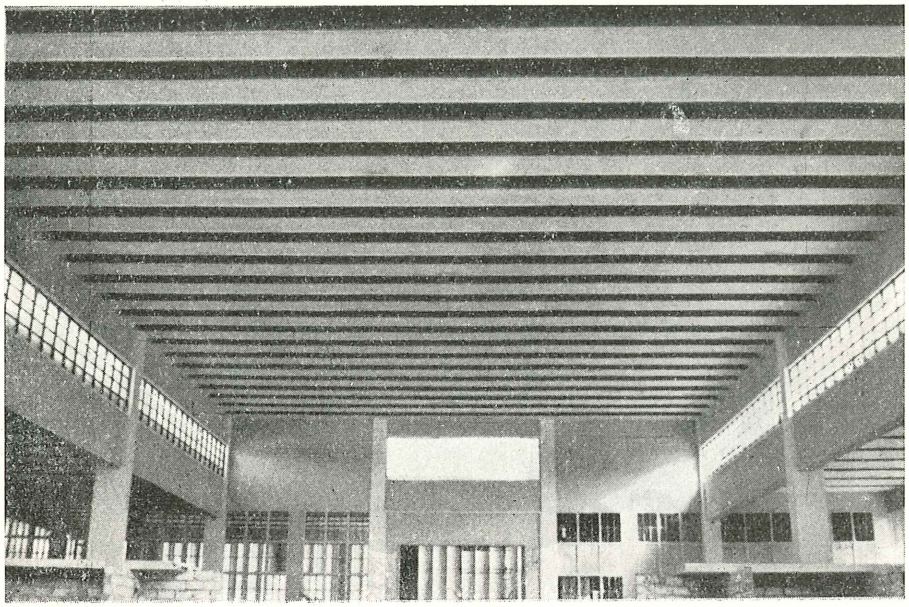


Figura 5.

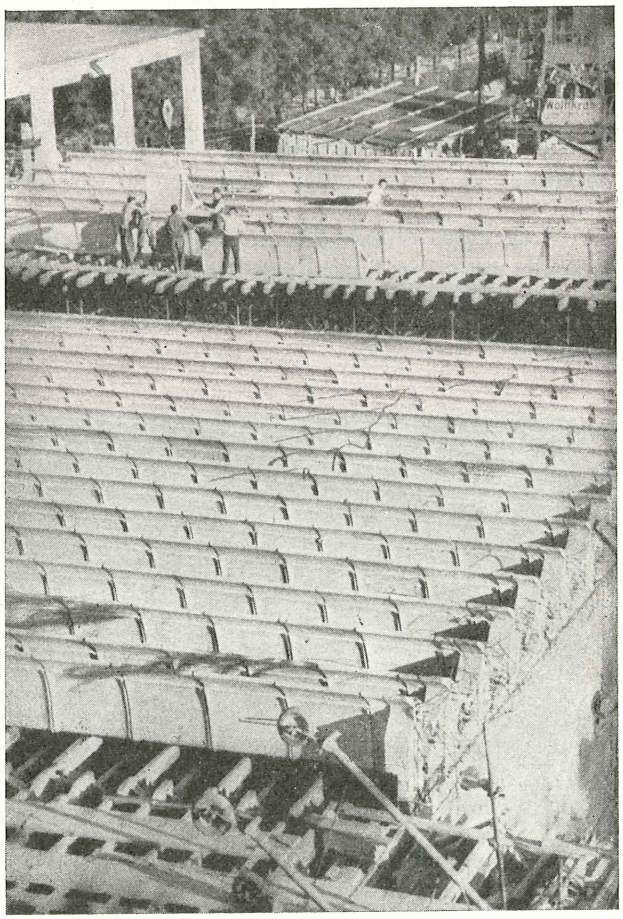


Figura 6.

F. DEL POZO

Figura 7.

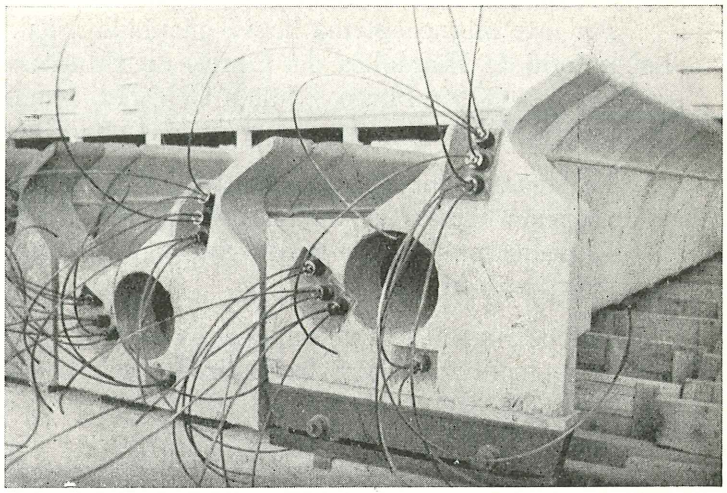
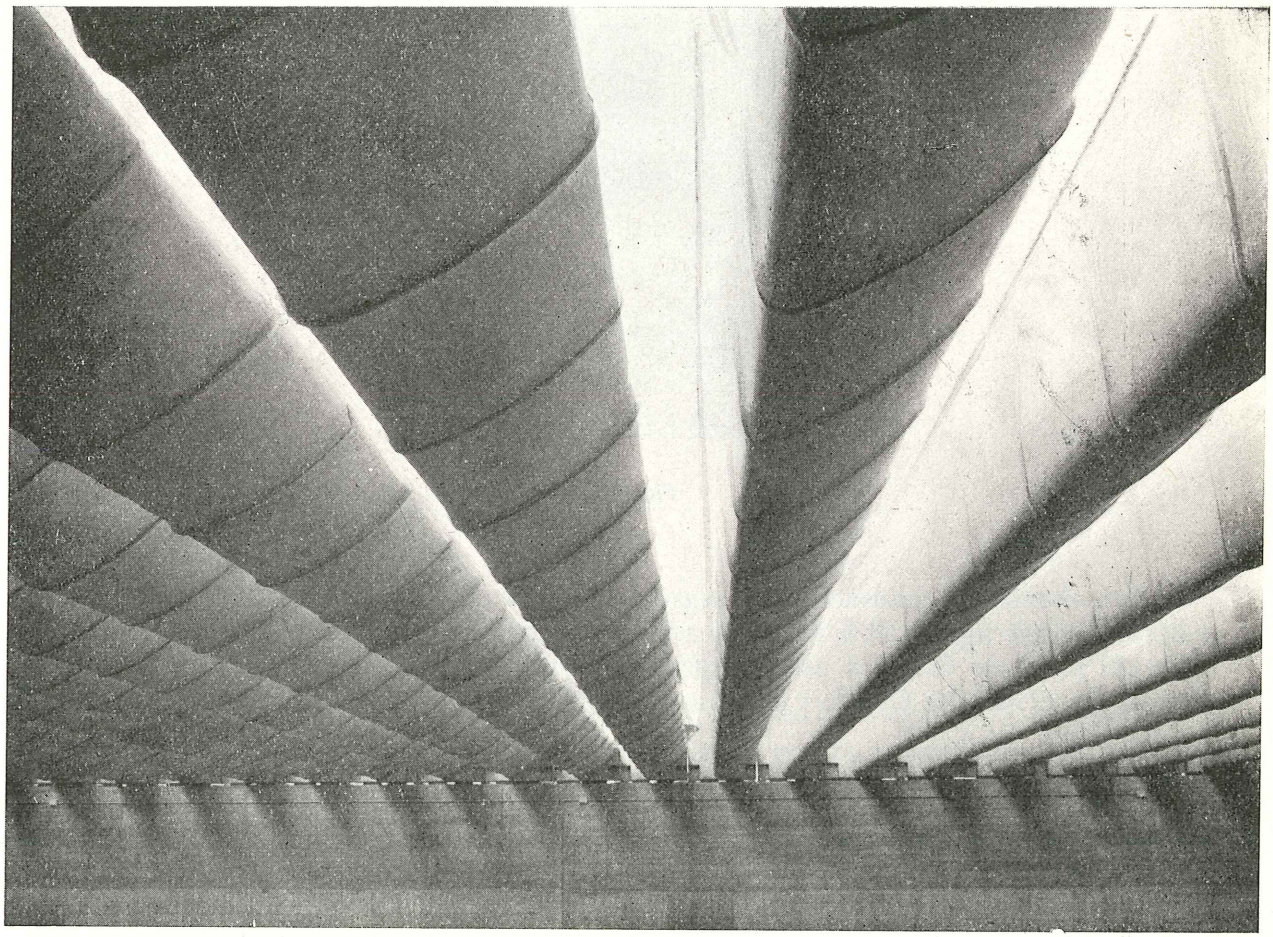


Figura 8.



Por este mismo sistema hemos montado vigas de tipos muy diversos como las del Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos, proyecto de Miguel Fisac con José María Pliego y Julián González Montesinos. Creo que son las vigas hueso de mayores dimensiones de las realizadas por Fisac (fig. 6).

La figura 7 muestra detalle del carrito empleado para mover las vigas, y la figura 8 es un aspecto interior de la obra, realizada por Corsán, S. A.

El desplazamiento de las dovelas por tierra no presenta graves inconvenientes, dado su escaso peso (fig. 9).

A veces, cuando las vigas pueden colocarse con grúa, se arman y tensan en tierra, en bancadas especiales, como las utilizadas por la empresa Huecosa para las vigas hueso de Fisac (fig. 10).

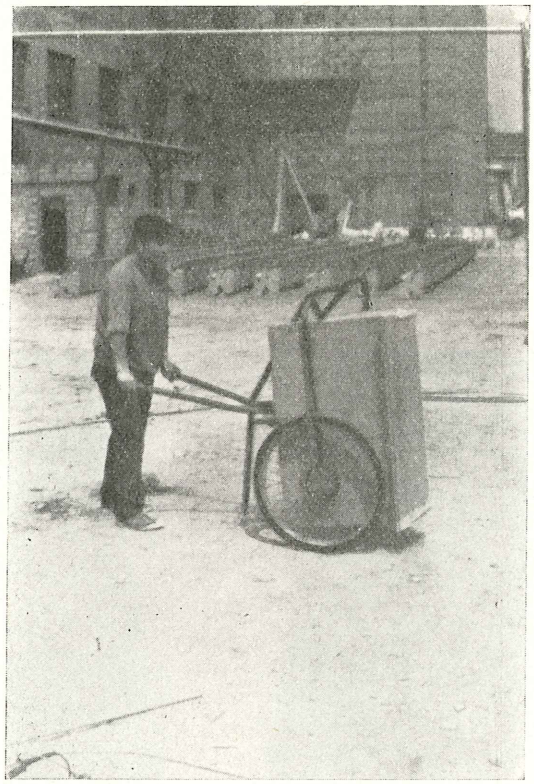


Figura 9.

Este sistema de construcción de vigas por dovelas no se ha empleado solamente en edificios; en las figuras 11 y 12 puede verse el montaje de las vigas para cubrir el apeadero del paseo de Gracia y calle Aragón, en Barcelona, obra de la que ya nos ha hablado don Carlos Fernández Casado y que fue construida por Huarte y Cía., S. A.

Las vigas se elevaban con un sencillo artilugio y se movían sobre carriles. La obra pudo realizarse sin suspender el tráfico del ferrocarril, a pesar de los problemas que originaba el tendido eléctrico a tan corta distancia.

Otro ejemplo del mismo tipo lo encontramos en los 11 puentes, proyectados por Martínez Santonja, que construyó Alcazamsa sobre el canal del bajo Guadalquivir (fig. 13).

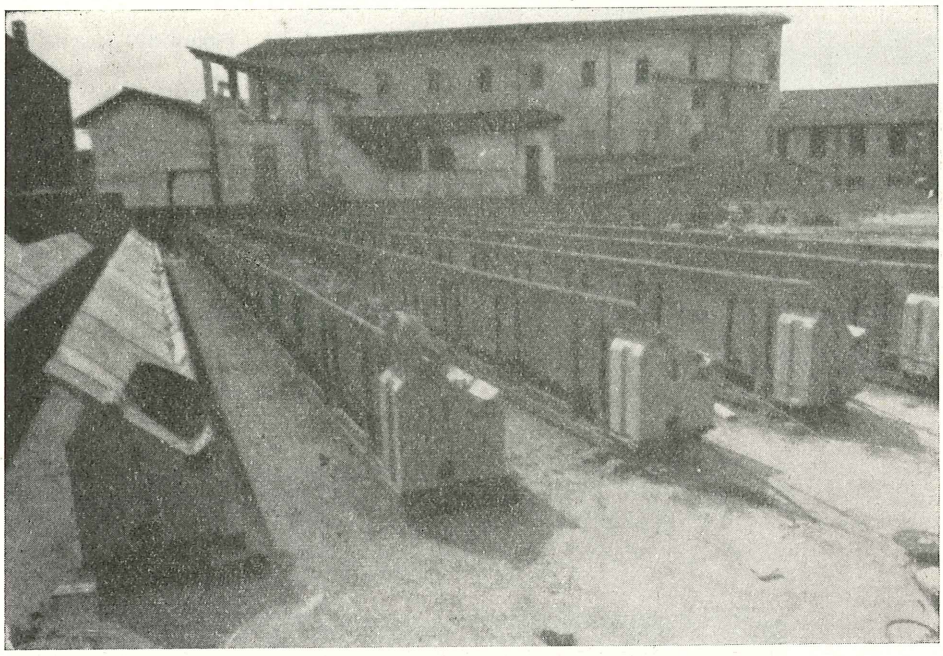


Figura 10.



Figura 11.

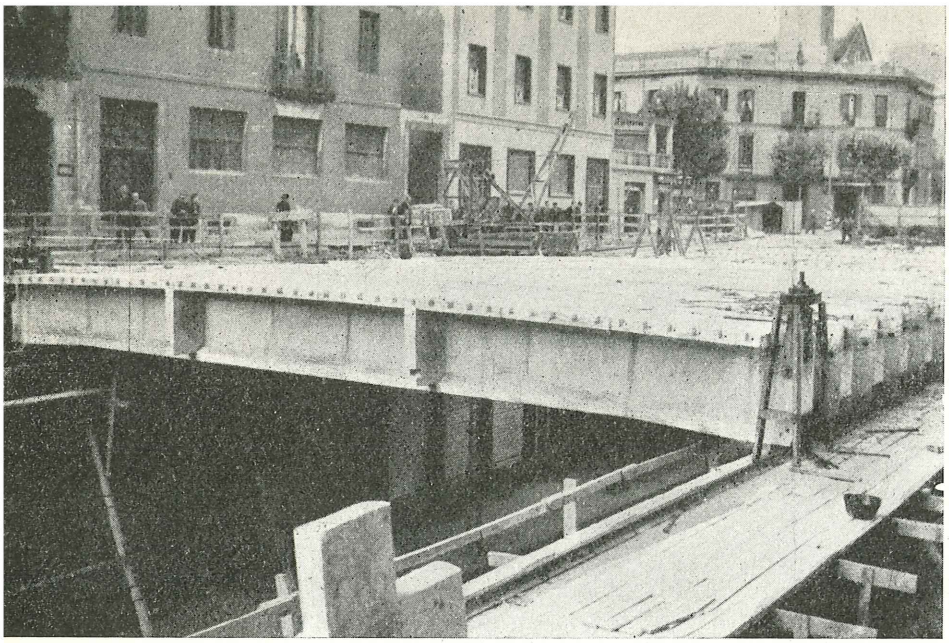


Figura 12.

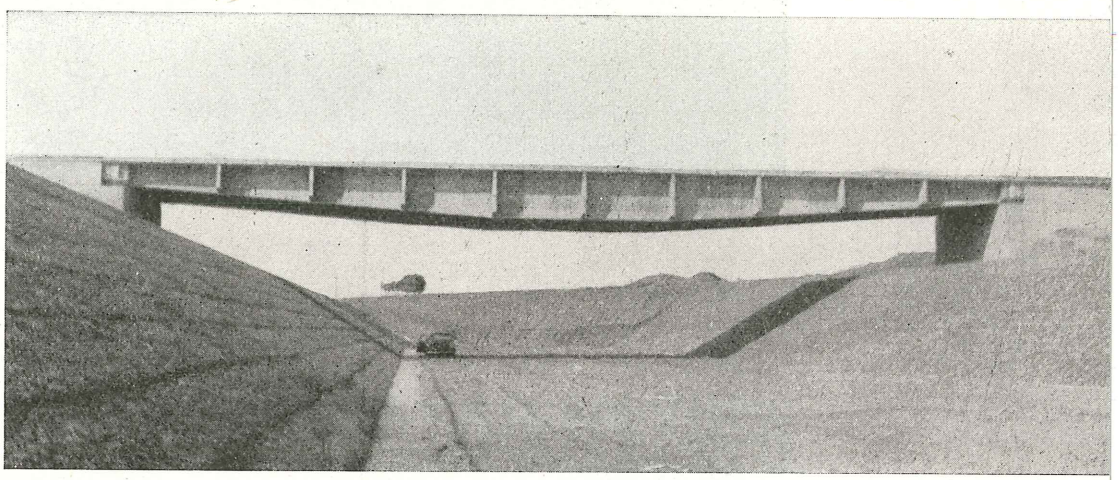


Figura 13.

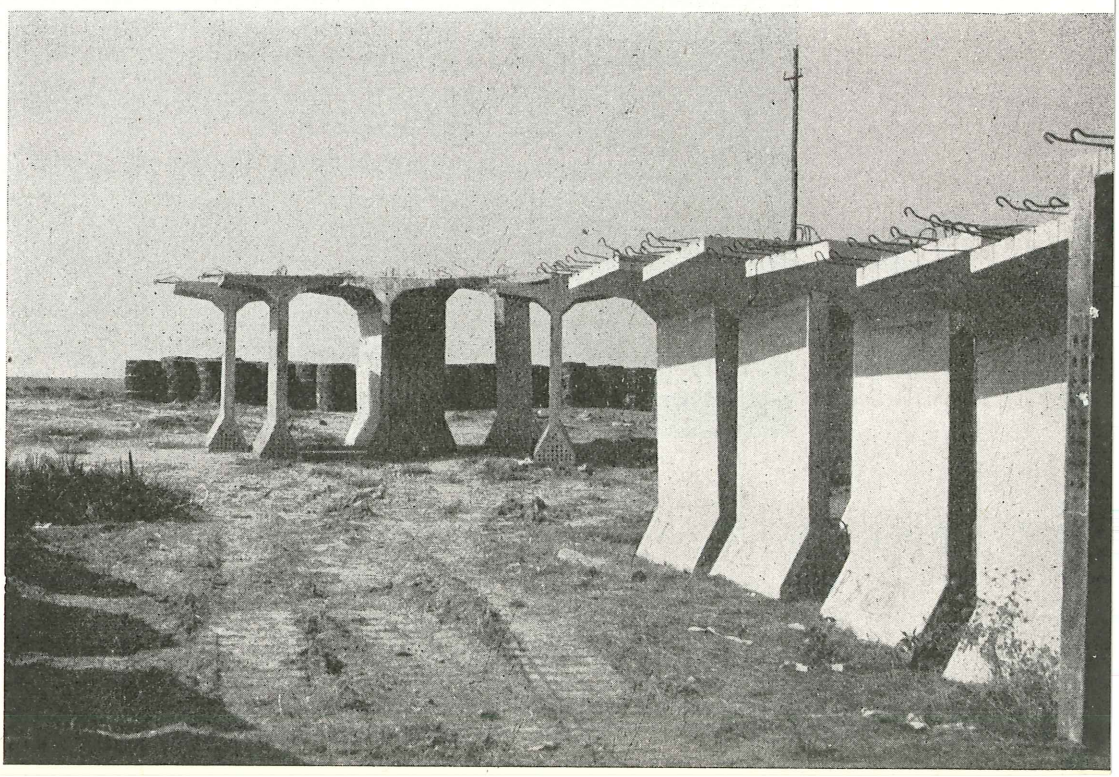


Figura 14.

Se fabricaron las dovelas en un gran parque (fig. 14), y desde allí se trasladaron en camiones a cada uno de los puentes. El montaje de las dovelas para formar las vigas se hacía sobre una cimbra metálica (figs. 15 y 16).

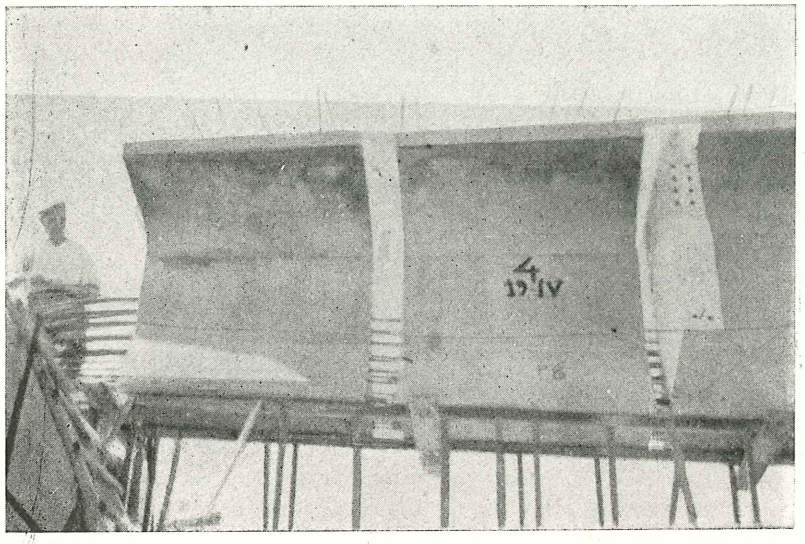


Figura 15.

A pesar de las dimensiones de las vigas (46 m de longitud y más de 80 Mp de peso), el ripado hasta su posición se hizo con gran facilidad, y resulta curioso comprobar que, en desplazamientos transversales de este tipo, es mucho más barato desplazar las vigas que mover el andamio, pues una vez que sale la viga de él puede empezarse a montar la siguiente, sin necesidad de esperar a su transporte ni de nivelar de nuevo el andamio.

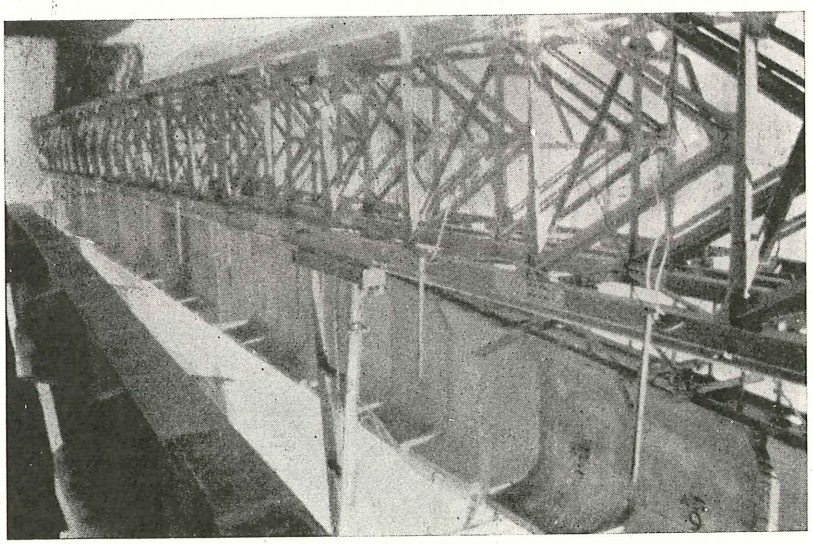


Figura 16.

Con un poco de ingenio pueden realizarse operaciones de este tipo, aun cuando los muros de deslizamiento tengan pendientes y escalonamientos caprichosos.

* * *

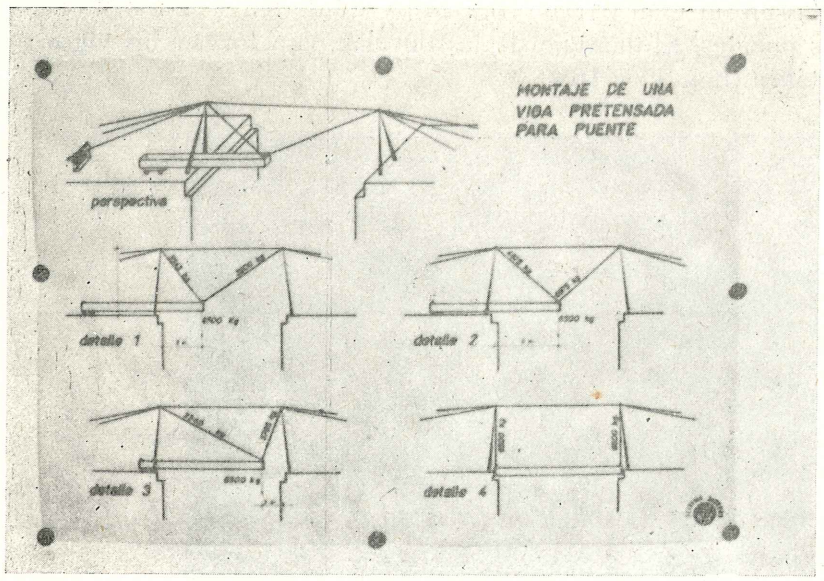


Figura 17.

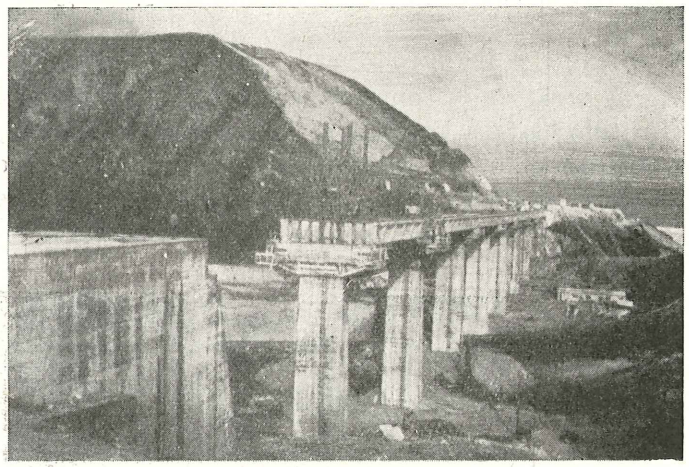


Figura 18.

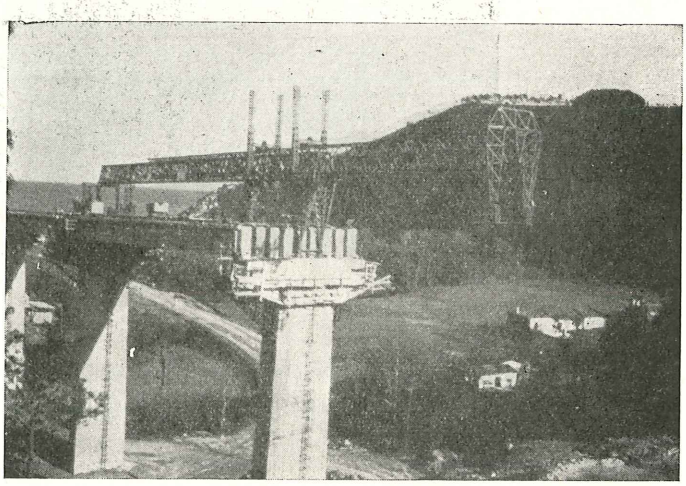


Figura 19.

Respecto a los lanzamientos de vigas de puentes hemos utilizado fundamentalmente dos sistemas. El primero de ellos queda reflejado en el esquema de la figura 17 y es realmente útil para vigas hasta 20 ó 25 m con unos 30 Mp de peso.

Consta de dos plumas en V ancladas hacia atrás con unos vientos. La cabeza delantera de la viga se cuelga de las plumas, mientras la cabeza trasera viene por tierra, apoyada en un carretón.

La pluma más avanzada va recogiendo cable mientras la trasera lo va soltando, y, según avanza la viga, se va haciendo la transferencia de la carga de una pluma a la otra.

Terminado el avance, entre las dos plumas desciende la viga a su posición de apoyo.

Este sistema de lanzamiento es muy cómodo cuando se trata de puentes de un solo vano.

Para vigas de mayores pesos y luces, hemos empleado nuestra "viga telescópica autónoma", que aparece colocando las vigas del último tramo del viaducto de San Antolín, en Ribadesella (fig. 18).

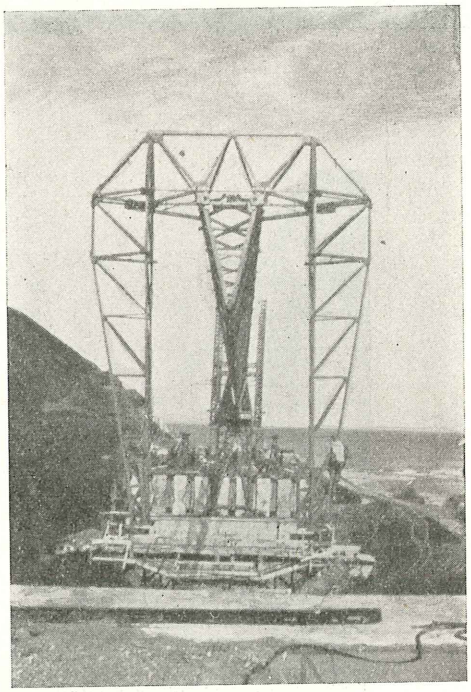


Figura 20.

Este viaducto ha sido construido por Entrecanales y Távora, y las vigas tienen 40 m de longitud y 80 Mp de peso.

La cimbra está formada por tres cuchillos, de los cuales el central puede avanzar respecto a los otros dos.

Terminadas las operaciones en un tramo, este cuchillo central, provisto en cabeza de unas patas de apoyo provisional, inicia su avance para llegar en voladizo hasta la pila siguiente o estribo (fig. 19).

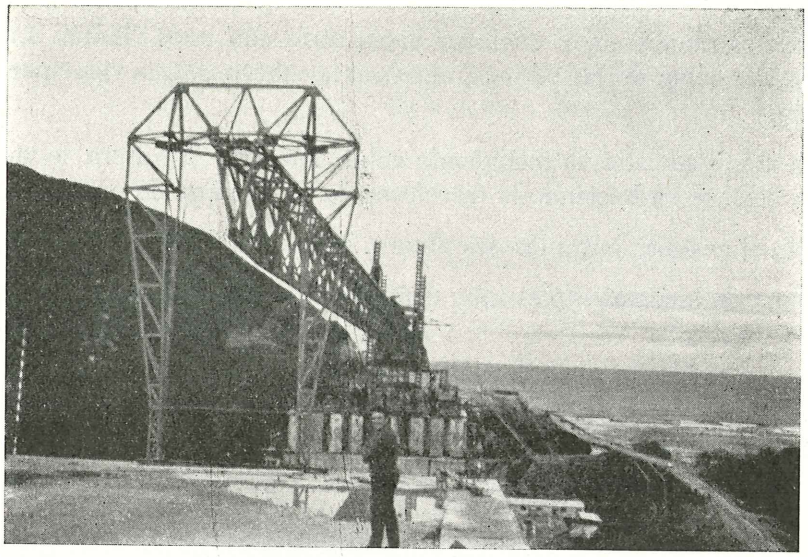


Figura 21.

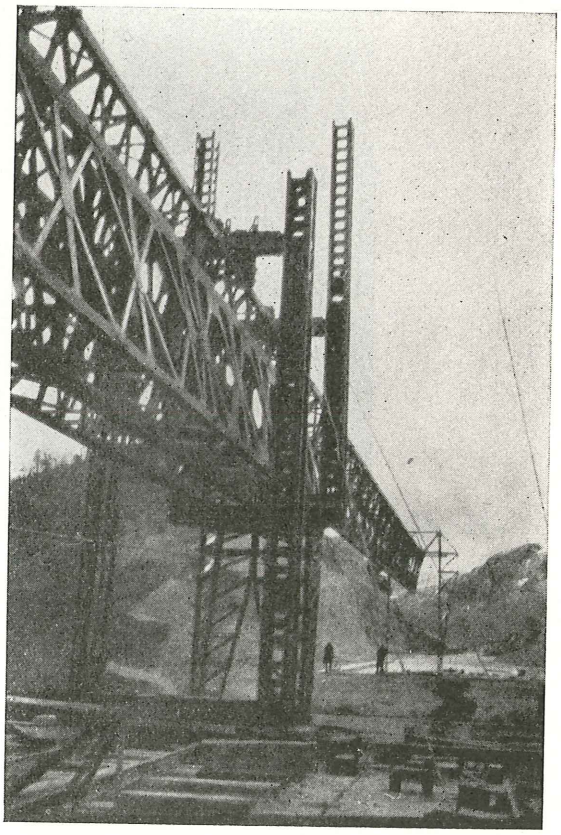


Figura 22.

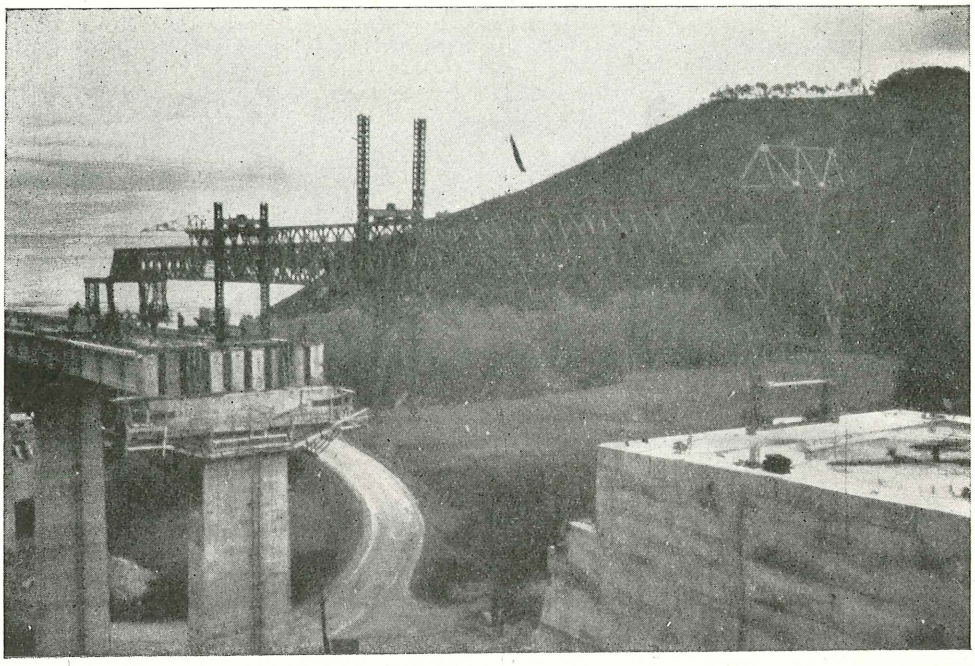


Figura 23.

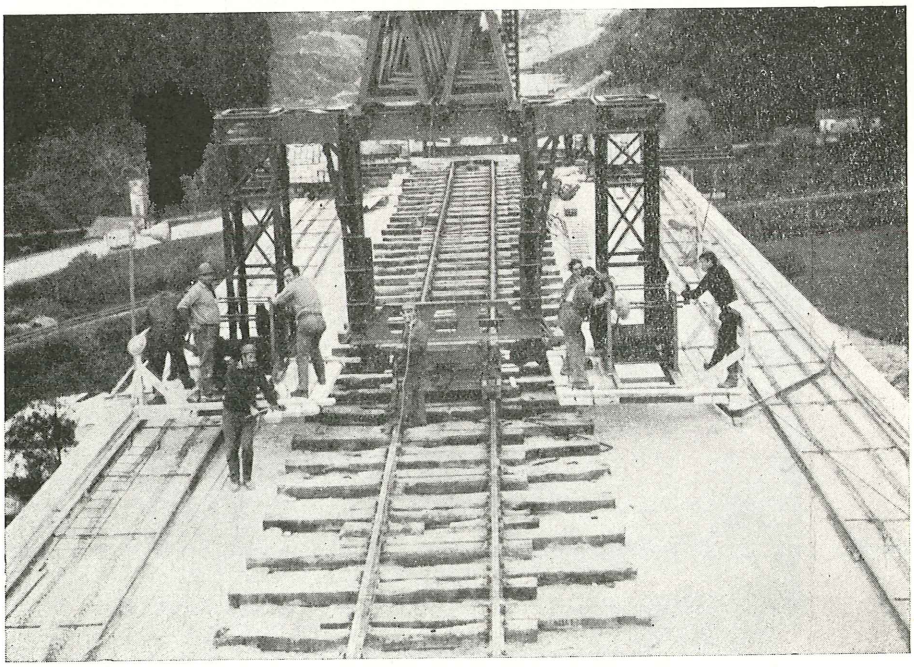


Figura 24.

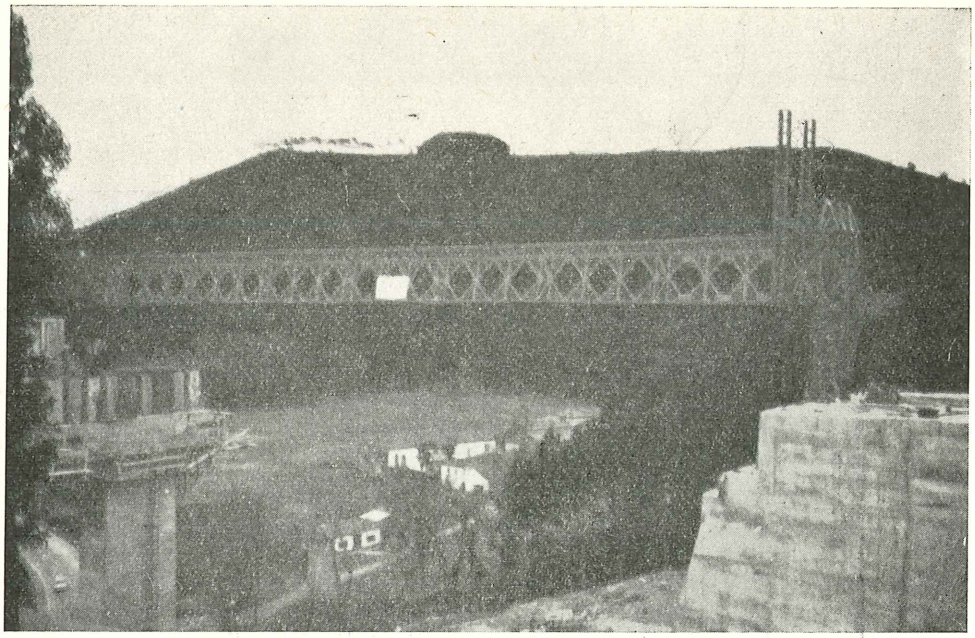


Figura 25.

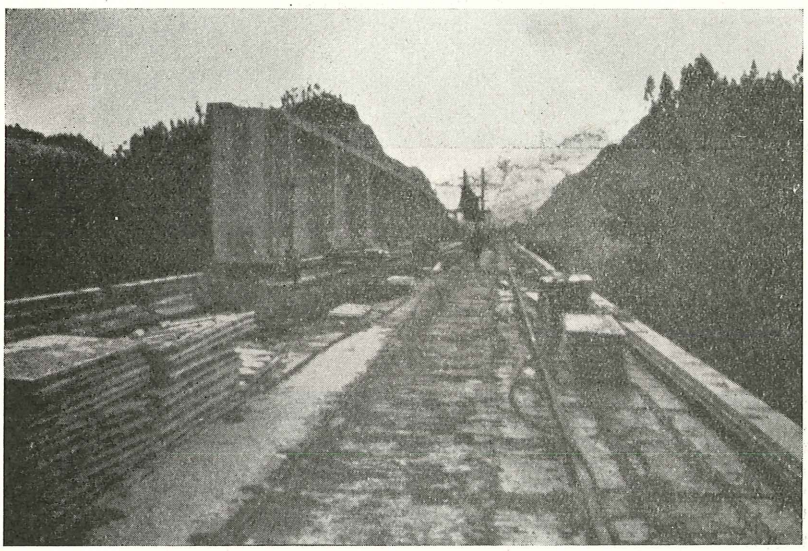


Figura 26.

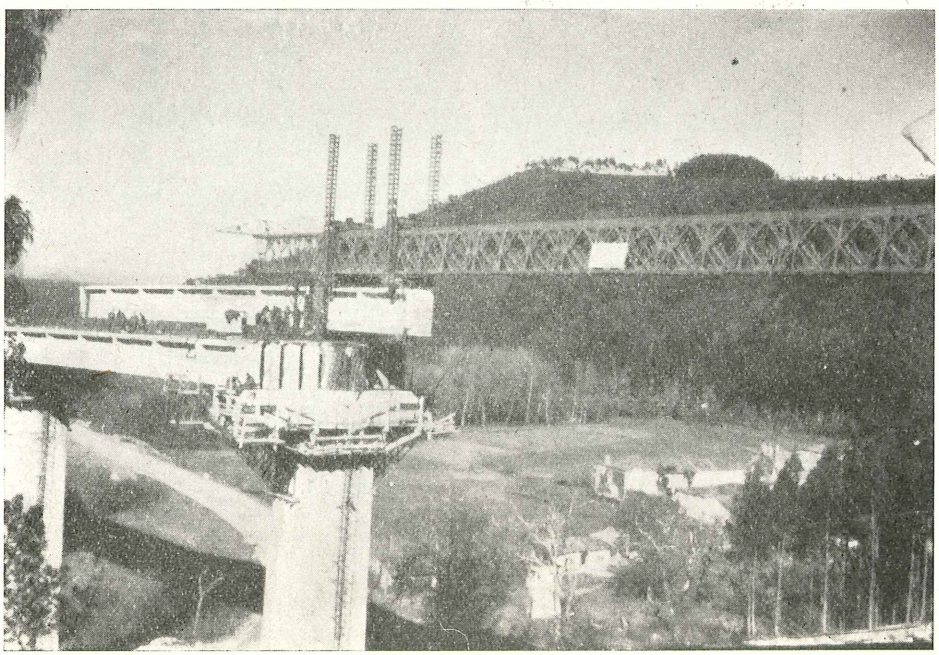


Figura 27.

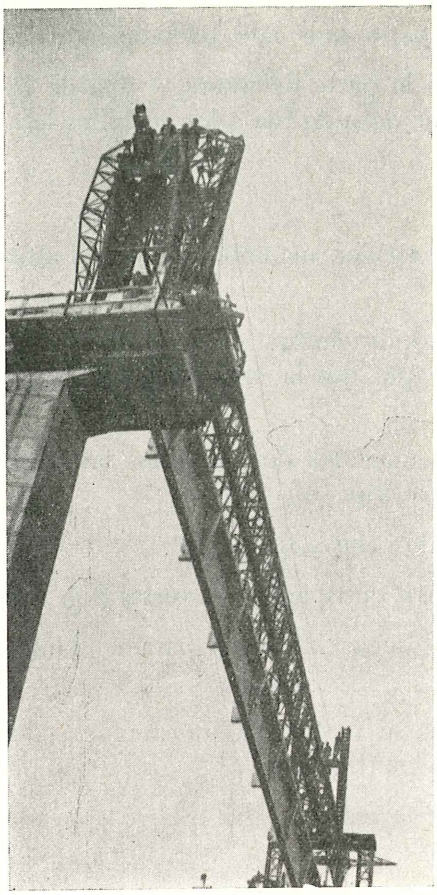


Figura 28.

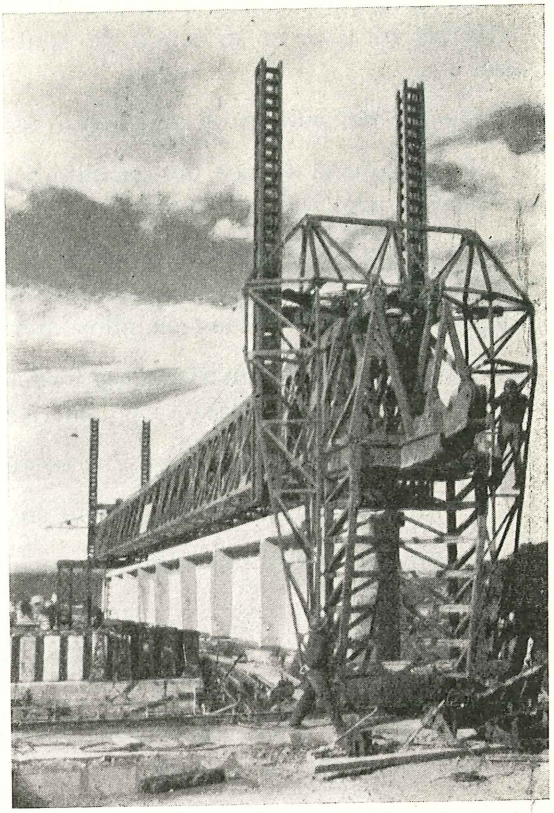


Figura 29.

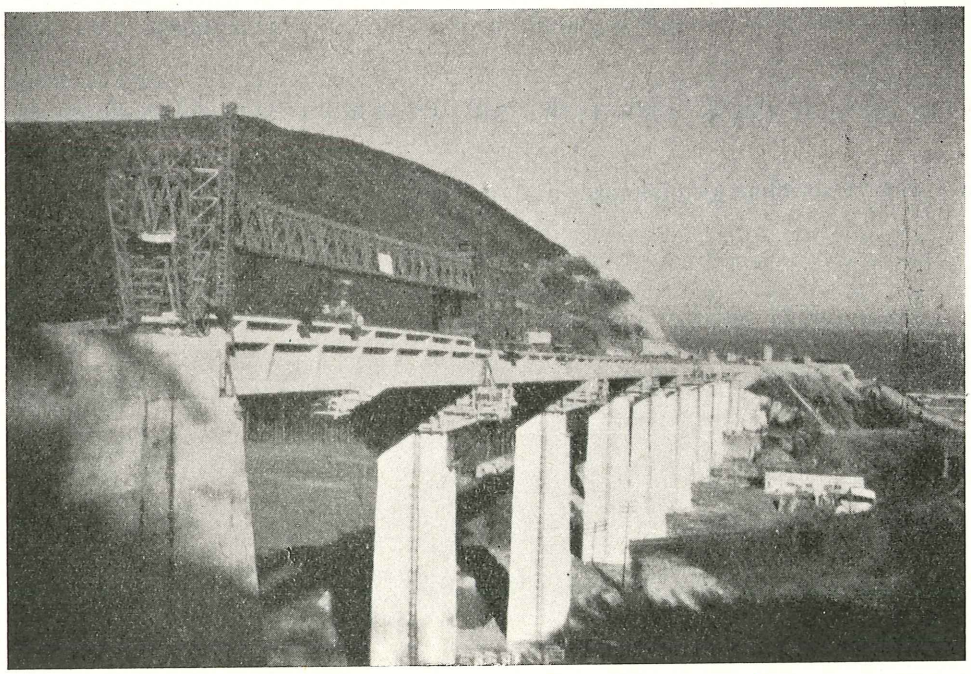


Figura 30.

Mientras tanto, los dos cuchillos laterales, apoyados en las patas permanentes de la cimbra, quedan detrás para servir de contrapeso a la parte que sale telescópicamente.

El cuchillo de avance marcha sobre unos rodillos en la parte delantera, y una de las vagonetas traseras va sirviendo de contrapeso deslizante, estando fija a los cuchillos laterales.

Detalle del pórtico de apoyo provisional (fig. 20).

Terminado el avance del cuchillo central, se le hace apoyar, maniobrando desde atrás su descenso (fig. 21).

Uno de los elementos de cuelgue de las vagonetas de la cimbra, se apoya en el suelo, y de él se cuelga la parte trasera del cuchillo central, que queda entonces suspendido independientemente de los cuchillos laterales (fig. 22).

Sobre el puente provisional así formado se hacen avanzar los dos cuchillos laterales, colgados en su parte delantera por la vagoneta que queda libre (fig. 23).

Mientras su parte trasera viene sobre carriles por tierra (fig. 24).

Terminado su avance, se apoyan sus patas en el carril de ripado transversal (fig. 25).

Y apoyados sobre dos vagonetas pueden empezar a llegar las vigas para su lanzamiento (fig. 26).

Al llegar la cabeza delantera de la viga a la cimbra se realiza la transferencia del cuelgue y comienza la operación del lanzamiento de la viga (fig. 27).

La viga avanza con su cabeza delantera colgada de la cimbra, y la trasera apoyada aún sobre su vagoneta de tierra.

Terminado su avance, la segunda vagoneta de la cimbra suspende la parte trasera de la viga (fig. 28)

Y entre las dos vagonetas van dejando descender la viga a su sitio.

Con la viga colgada, la cimbra puede desplazarse transversalmente para llegar al lugar preciso (fig. 29).

Y en la figura 30 puede verse la colocación de la última viga del viaducto de San Antolín.

Nada más, y muchas gracias por su atención.

proyecto de encofrados y carros de transporte para el hormigonado in situ del puente en voladizo sobre el río Higuamo (República de Santo Domingo)

J. FLORS

ACUEDUCTO DE LORIGUILLA

Como preámbulo a la presentación del proyecto de encofrados y carros de transporte para la obra del puente sobre el río Higuamo, mostraré el proyecto de don José Antonio Puyal del acueducto de Loriguilla, hecho ya realidad con técnica y patentes propias.

Esta obra se encuentra ubicada en la provincia de Valencia dentro del pantano de Loriguilla.

Las características generales de esta obra son:

Puente en voladizo ejecutado por dovelas sucesivas hormigonadas in situ de 2,5 metros de longitud.

Longitud total del puente, 172 m; apoyado en las dos pilas y en un estribo sobre rodillos.

Luz entre pilas, 100 m.

La sección transversal es una viga cajón de altura variable con un canto de 5,8 metros sobre el eje de la pila y 2,2 m en la zona central.

El ancho del tablero es de 7,6 m.

Para la realización de esta obra se utilizaron cuatro carros y cuatro encofrados metálicos.

Con el fin de realizar la cabeza de pila de 8 m de longitud, necesaria para el montaje de los carros sustentadores de los encofrados, se utilizaron los mismos moldes interiores y exteriores que posteriormente realizarían las dovelas. Estos elementos se montaron sobre una estructura especial colocada en el extremo de la pila.

El peso de cada encofrado era de 5,6 Tm, siendo el molde exterior un tablero formado por paneles que durante el transcurso de toda la obra no se desmontó por no ser necesaria la eliminación de los paneles sobrantes debido a la disminución del canto del cajón. El molde interior era retráctil y estaba formado, asimismo, por paneles de dimen-

siones tales que por eliminación de dos de ellos en cada avance, se conseguía reproducir las alturas requeridas por la obra.

Los carros tenían un peso de 14 Tm y se amarraban, por su parte posterior, sobre unos anclajes perdidos en el hormigón. Para el avance de estos elementos se utilizaban dos tracteles. Para la elevación de la plataforma inferior se utilizaban hidráulicos.

Durante la operación de avance del carro, éste arrastraba simultáneamente a los moldes exteriores. Una vez finalizado el avance se procedía a desplazar el molde interior haciéndolo deslizar sobre unos carriles guía.

Es de hacer notar que el tiempo de avance y reglaje del conjunto carro-encofrado era de tres horas.

La obra realizada por la empresa Coninsa en un tiempo récord, inició el avance del primer carro el día 8 de agosto de 1968, finalizando el hormigonado de la última dovela el 20 de enero de 1969. El ciclo completo para la realización de cada dovela era de siete días. El pretensado lo realizó la casa Barredo.

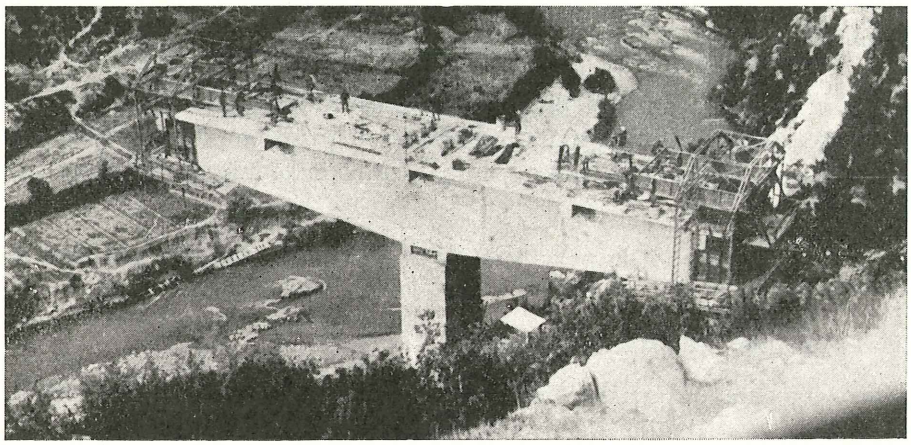


Figura 1.

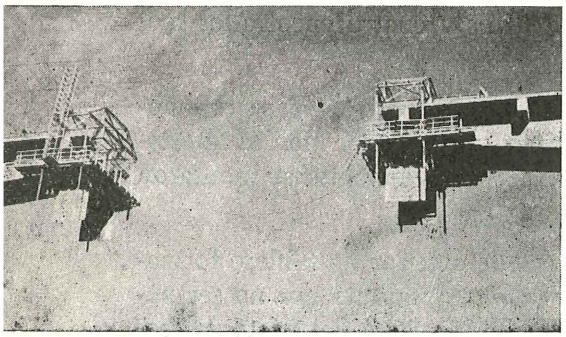


Figura 2.

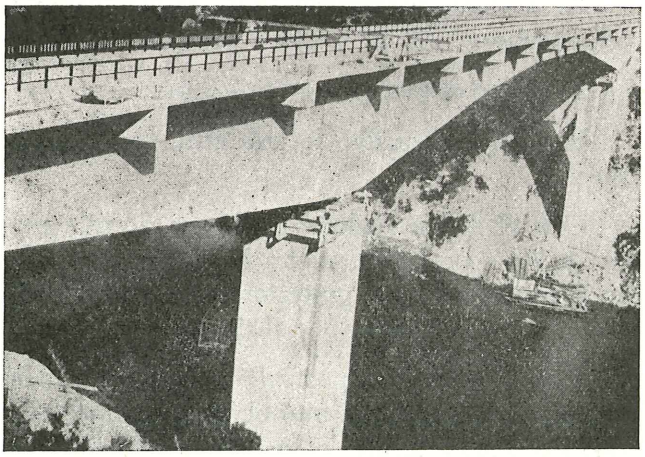


Figura 3.

PUENTE EN VOLADIZO SOBRE EL RIO HIGUAMO

El cálculo y diseño de esta obra es de la empresa T. Y. Lin International Structural Engineering de San Francisco de California. Por sus dimensiones es la número 2 de todo el mundo.

Las características generales de la obra son las siguientes:

Longitud total del puente, 380 m.

Luz entre pilas, 190 m.

Canto del puente sobre el eje de la pila, 9,5 m.

Canto del puente en la clave, 1,8 m (fig. 4).

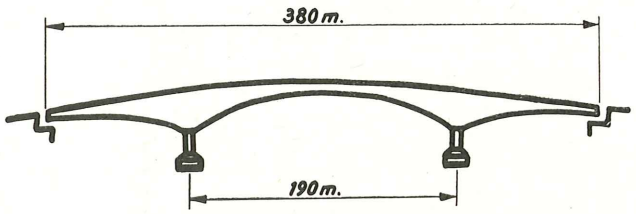


Fig. 4.—Puente en voladizo sobre el río Higuamo (República Dominicana).

La sección transversal es un cajón doble formado por tres tabiques verticales. La anchura del tablero es de 18 m.

Para la ejecución de la obra, ésta se ha distribuido de la siguiente forma:

1.º Una cabeza de 12 m de longitud realizada con los mismos moldes de las dovelas.

2.º Siete dovelas de 3,57 m.

3.º Dieciséis dovelas de 4 m.

El motivo de que las primeras dovelas tengan una longitud de 3,57 m, es el lograr carros de peso inferior. Prácticamente, el peso de la dovela 1 y la dovela 8 es similar e igual a 292 Tm de hormigón.

Cada uno de los carros de avance tienen un peso de 96 Tm, y cada encofrado, 24 Tm.

Elementalmente el carro (fig. 5) consta de tres grandes vigas de carga, que se amarran

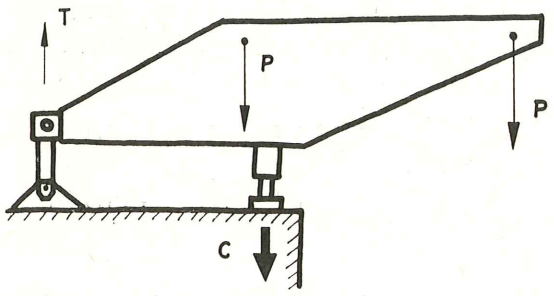


Fig. 5.—Apoyo y amarre vigas (fase hormigonado).

por su parte posterior en "T" y se apoyan en "C" a 400 mm del extremo de la dovela. Estos amarres son recuperables y se montan a través de orificios previstos de antemano.

Las tres vigas están enlazadas a través de dos grandes vigas de celosía que se apoyan en "P", de las que penden las barras de sustentación de la plataforma inferior.

Para permitir el avance del conjunto del carro, las dos vigas de carga exteriores llevan en el apoyo "C" unos patines formados por cuatro ruedas articuladas (fig. 6). De esta forma la carga "F" queda distribuida en partes iguales sobre cada una de estas ruedas independientemente del estado de los raíles.

El avance del carro se consigue a través de dos hidráulicos de 20 Tm cada uno, alojados en el interior de las vigas de carga extremas del carro (figs. 7 y 8).

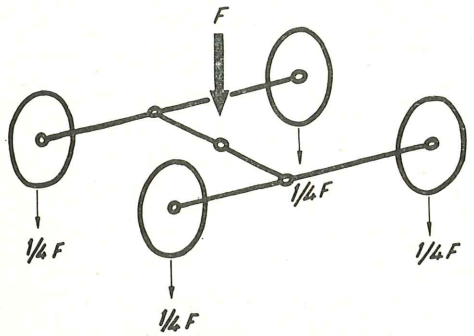


Fig. 6.—Ruedas carro (fase transporte).

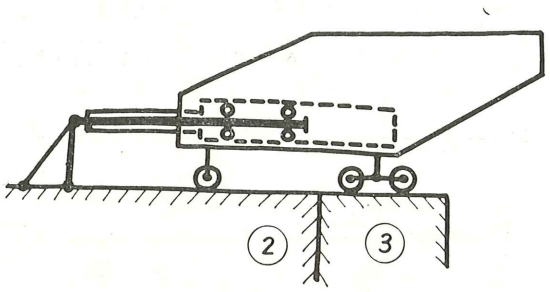


Fig. 7.—Avance por hidráulicos.

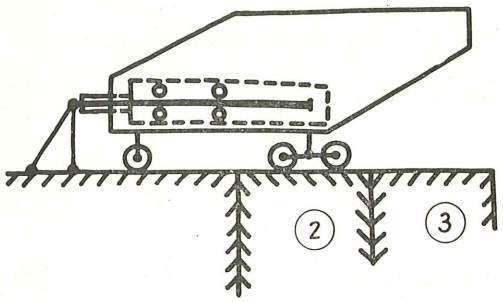


Fig. 8.—Final avance

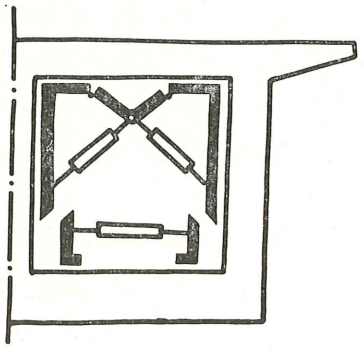


Fig. 9.—Molde interior-Desen.

La elevación de la plataforma inferior se realiza por medio de cuatro hidraúlicos de 40 Tm cada uno.

El encofrado exterior es solidario al carro y avanza simultáneamente con éste.

El molde interior avanza independientemente guiado por dos carriles superiores. En su parte superior presenta tres articulaciones con el fin de tener un desencofrado sencillo (fig. 9).

Por eliminación de cuatro paneles en el molde interior se consigue la altura conveniente en cada avance.

El accionamiento de todos los sistemas hidráulicos se realiza con un solo grupo motobomba por carro.

Todo el conjunto de operaciones de avance de carro y encofrado, así como su reglaje y puesta a punto para hormigonado, se previene realizar en un tiempo inferior a seis horas (figs. 10, 11 y 12).

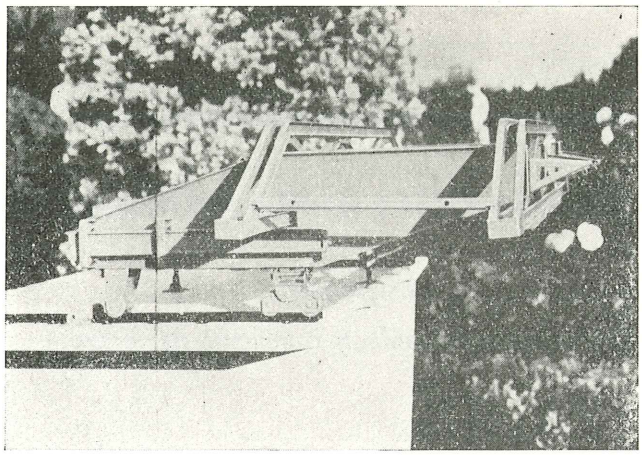


Figura 10.

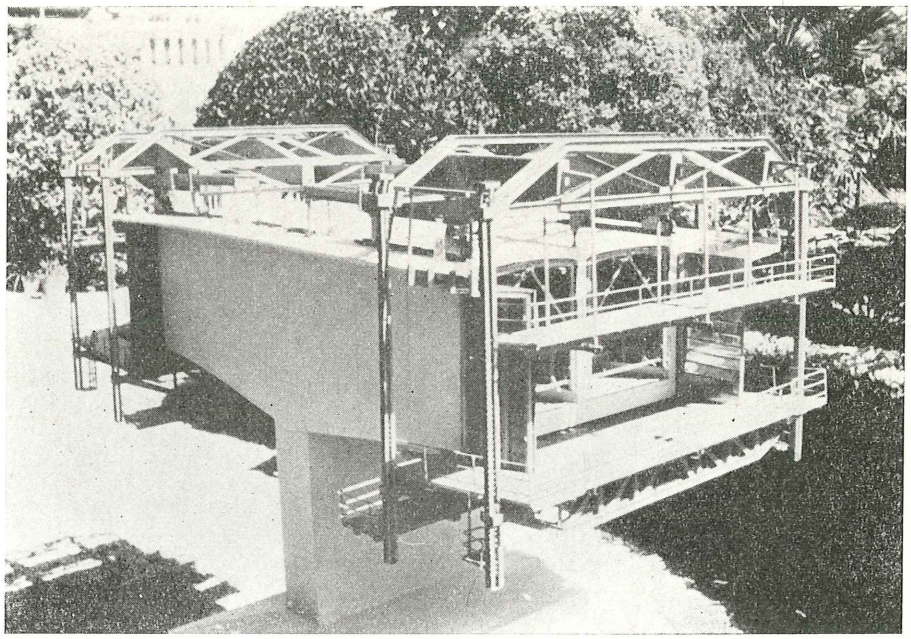


Figura 11.

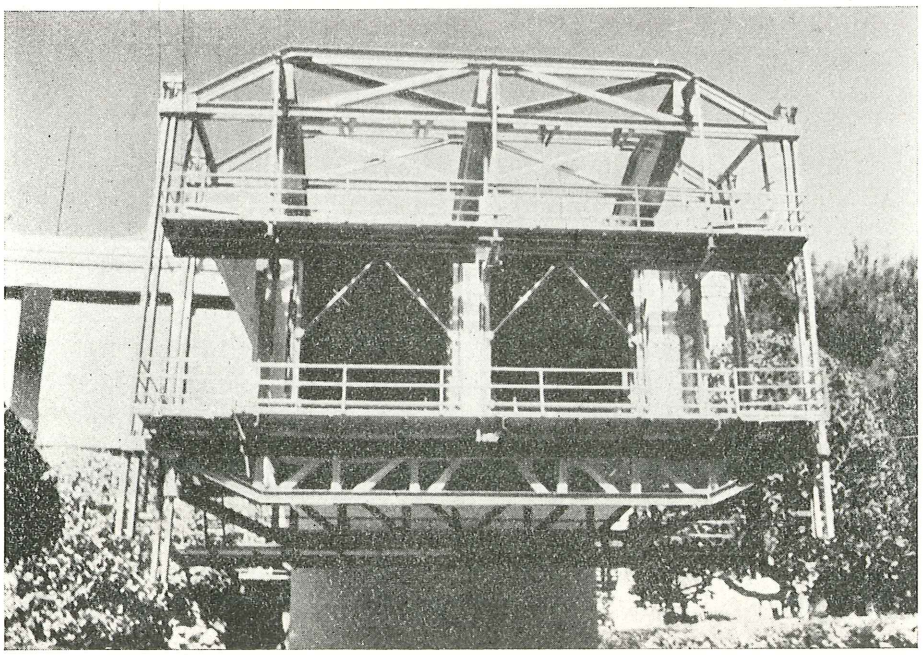


Figura 12.

DERRICK

Para el montaje de elementos prefabricados de hormigón, es corriente la utilización de grúas tipo Derrick.

La que se presenta se construyó para la empresa UTSA y se utilizó para el montaje de la central térmica de Utrillas (Teruel).

Las características principales de esta máquina son las siguientes:

Derrick atirantada de tres movimientos: elevación, rotación y oscilación del brazo.

Altura bajo gancho, 101 m.

Brazo de 46 m.

Fuerza de elevación en punta, 13 Tm, variable hasta 18 Tm, según alcance.

Peso de la máquina, 110 Tm.

El brazo que tiene su eje de giro a 62 m de altura es susceptible de montarse en la base de la máquina, siendo capaz en estas condiciones de elevar cargas de 35 Tm (figura 13).

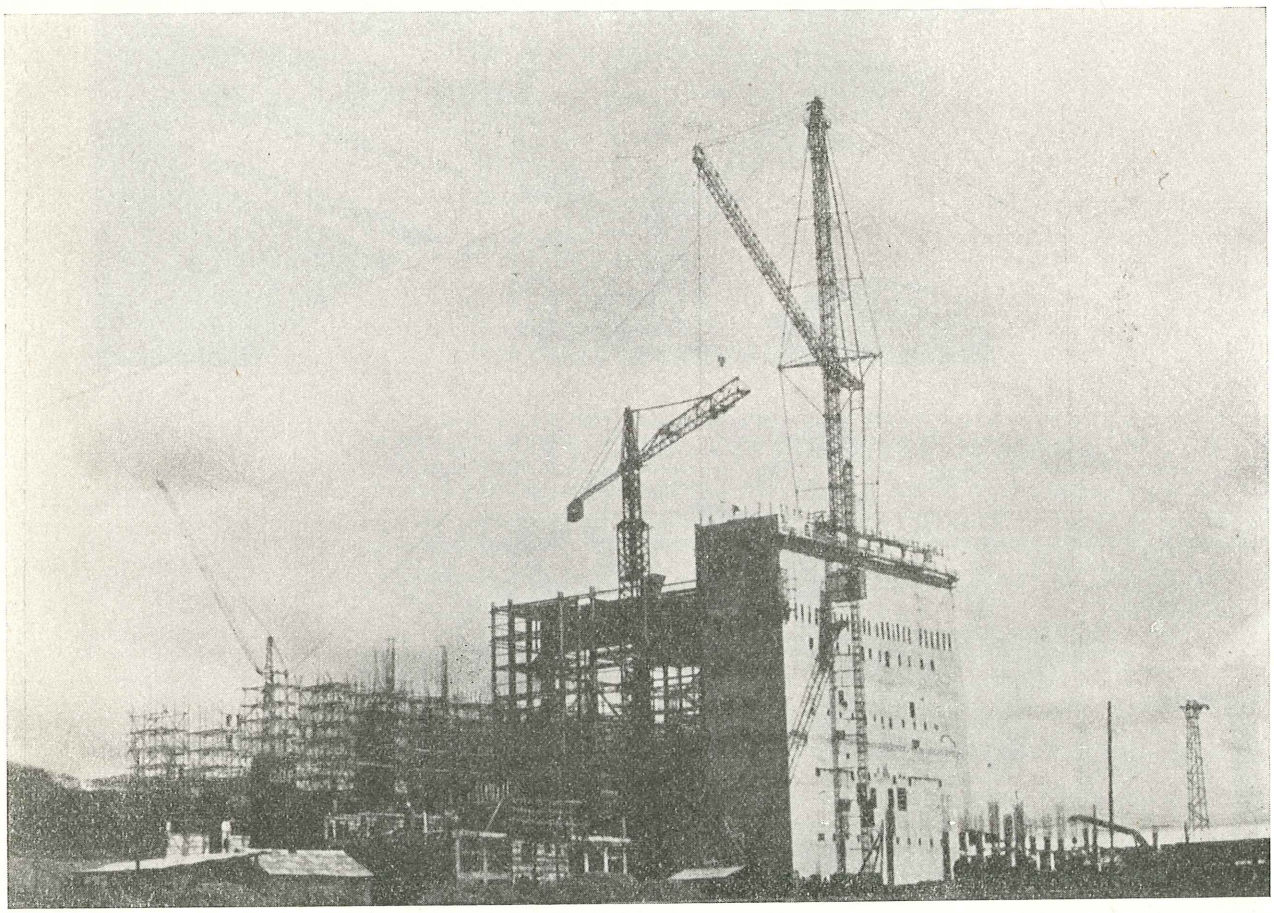


Figura 13.

837 - 4 - 28

montaje de piezas prefabricadas en obras marítimas

J. A. LOPEZ-JAMAR

Actualmente es necesario recurrir a cuantas soluciones sean posibles para conseguir sean rentables las inversiones de capital para obras y construcciones; ello obliga de forma imperiosa a intensificar los estudios e investigaciones sobre los métodos y procedimientos de ejecución ya que, a pesar del gran progreso conseguido hasta la fecha, todavía estamos lejos de agotar las posibilidades que la tecnología actual nos brinda.

Parece ser que casi todas las tendencias actuales para el proyecto de puentes, muelles, edificaciones, etc., abocan a la prefabricación de elementos. Este construir en taller las piezas para ser montadas posteriormente en la obra, significa por una parte la posibilidad de conseguir mejoras en la calidad de los elementos al par que una aceleración en el ritmo de obra.

Pero para que la prefabricación sea ventajosa, es condición precisa que los elementos a fabricar sean en número suficiente para asegurar la posibilidad de amortización de las inversiones necesarias para el establecimiento del taller.

OBRAS DE HUELVA

En las inmediaciones de Huelva se ha producido la circunstancia de que una sola empresa —Dragados y Construcciones, S. A.— haya tenido que acometer casi simultáneamente la construcción de tres importantes obras de paso de cauces o de atraque. Estas obras son las que siguen:

Puente sobre la ría del Tinto entre Punta Arenillas y Huelva, de acceso a la nueva Zona Industrial y a cargo de la Junta de Obras del Puerto, con proyecto del Ingeniero don Juan Gonzalo y Bara. En la figura 1 puede verse un aspecto general de este puente casi terminado. Consta de dos tableros, uno para doble vía de F. C. y otro para cuatro carriles de circulación automóvil, cada uno de 32 tramos isostáticos de 30 metros, respectivamente de 9 y 11 vigas postensadas en T, por tramo. Cimentación de pilas-pilotes con cabeceros armados.

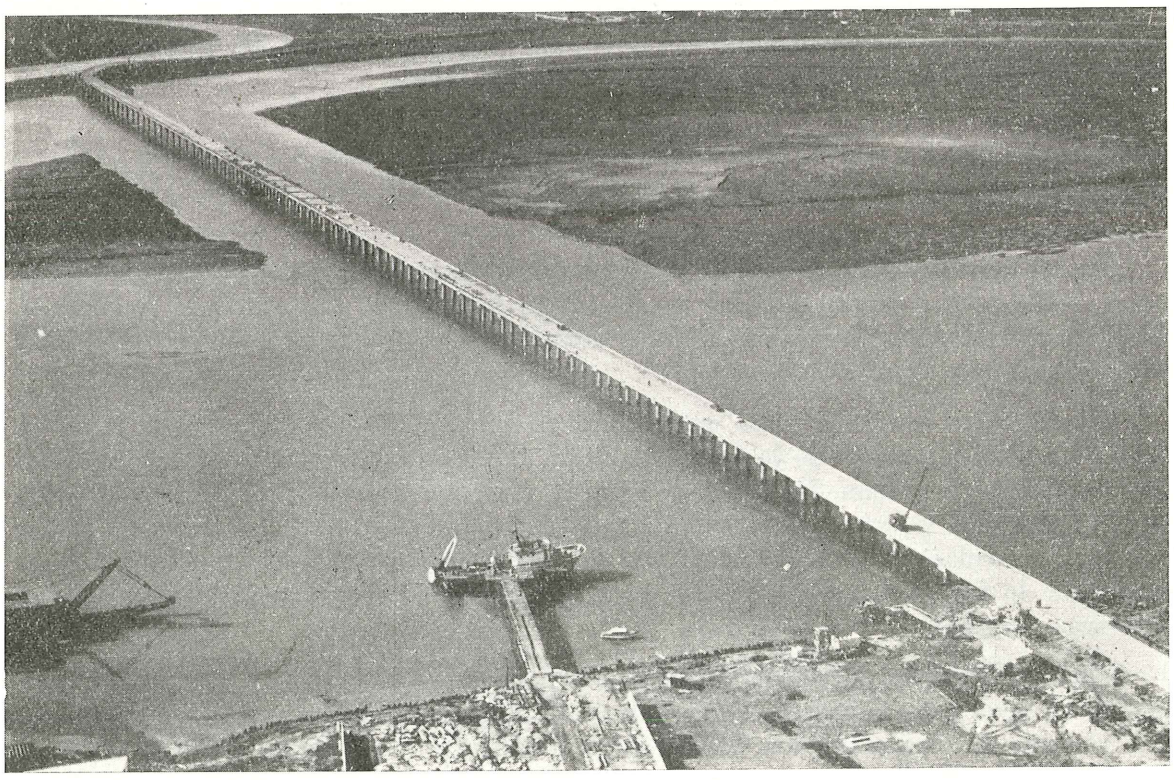
Puente-sifón sobre la ría del Odiel en las proximidades de Huelva, para el abastecimiento de agua a las industrias, a cargo de la Confederación Hidrográfica del Guadiana, con proyecto del Ingeniero don Pablo Murga Rodríguez. En la figura 2 puede verse un

aspecto general de este puente-sifón, casi terminado. Consta de 80 tramos isostáticos para dos carriles de circulación rodada, con cinco tuberías de acero de 1,25 metros de diámetro; cada tramo consta de 5 vigas de hormigón postensado, en cajón aligerado con las tuberías citadas. Cimentación de vigas-pilotes con cabeceros armados.



Figura 1.

Figura 2.



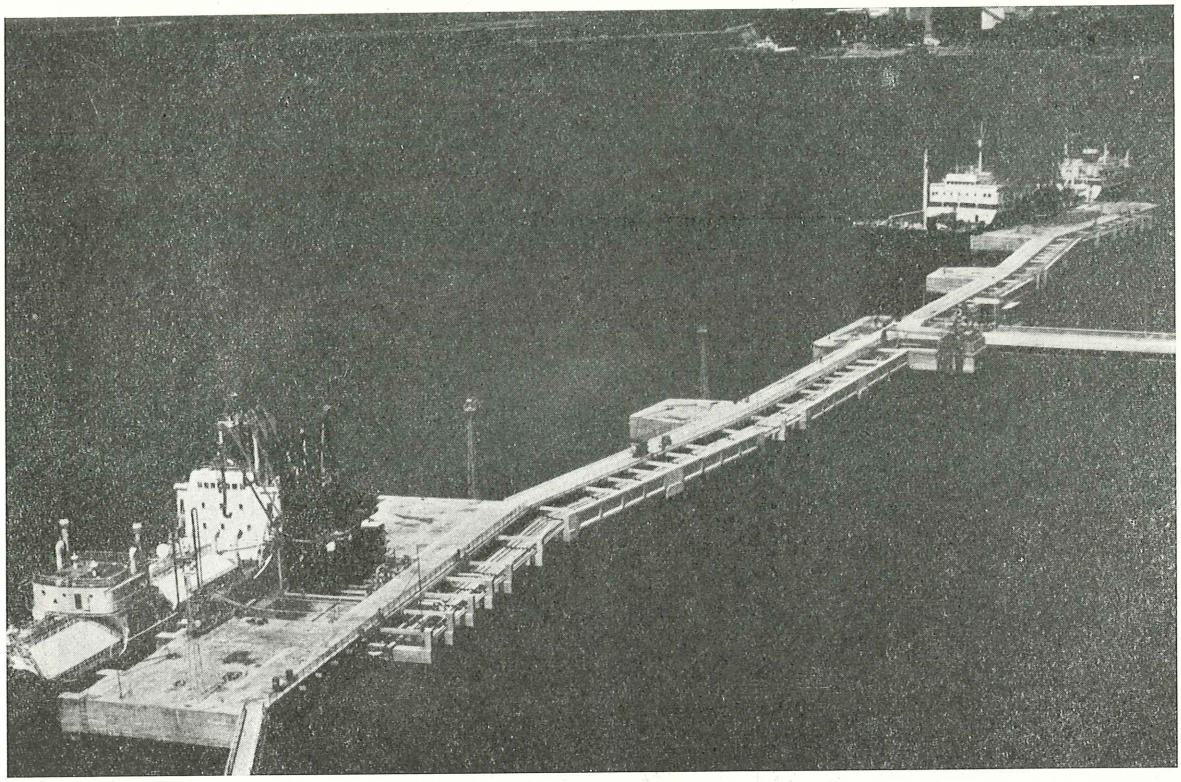


Figura 3.

Muelle de atraque en Punta Arenillas, para dos buques petroleros de 40.000 toneladas a cargo de la Junta de Obras del Puerto, con proyecto del Ingeniero don Juan Gonzalo Bara. En la figura 3 puede verse el aspecto general de este muelle que consta de una pasarela central y dos transversales, de acceso a las plataformas de atraque, con vigas de hasta 21 metros, postensadas. Cimentación con pilas-pilotes.

TALLER DE PREFABRICACION DE HUELVA

La circunstancia de la proximidad y casi simultaneidad de estas tres obras ha hecho posible el establecimiento de un gran taller de prefabricación en las inmediaciones del Monasterio de La Rábida. Esta comunicación versará sobre las características de este taller y del transporte y montaje de los elementos prefabricados en el mismo, en las respectivas obras a que se destinan.

La figura 4 muestra una perspectiva aérea del taller, en la que podemos apreciar la gran extensión del mismo, así como su excelente situación a orillamar, con su muelle de carga de piezas prefabricadas.

El taller ocupa una extensión de planta rectangular, de unos 600 $\times$ 120 metros. En la figura citada pueden distinguirse, en primer plano, las instalaciones y acopio de áridos. A la derecha, y de abajo a arriba, se extiende el taller de prefabricación de vigas: en primer plano el taller de preparación de armaduras; más allá, el taller de hormigonado de vigas y finalmente, al fondo, el parque de acopio de vigas.

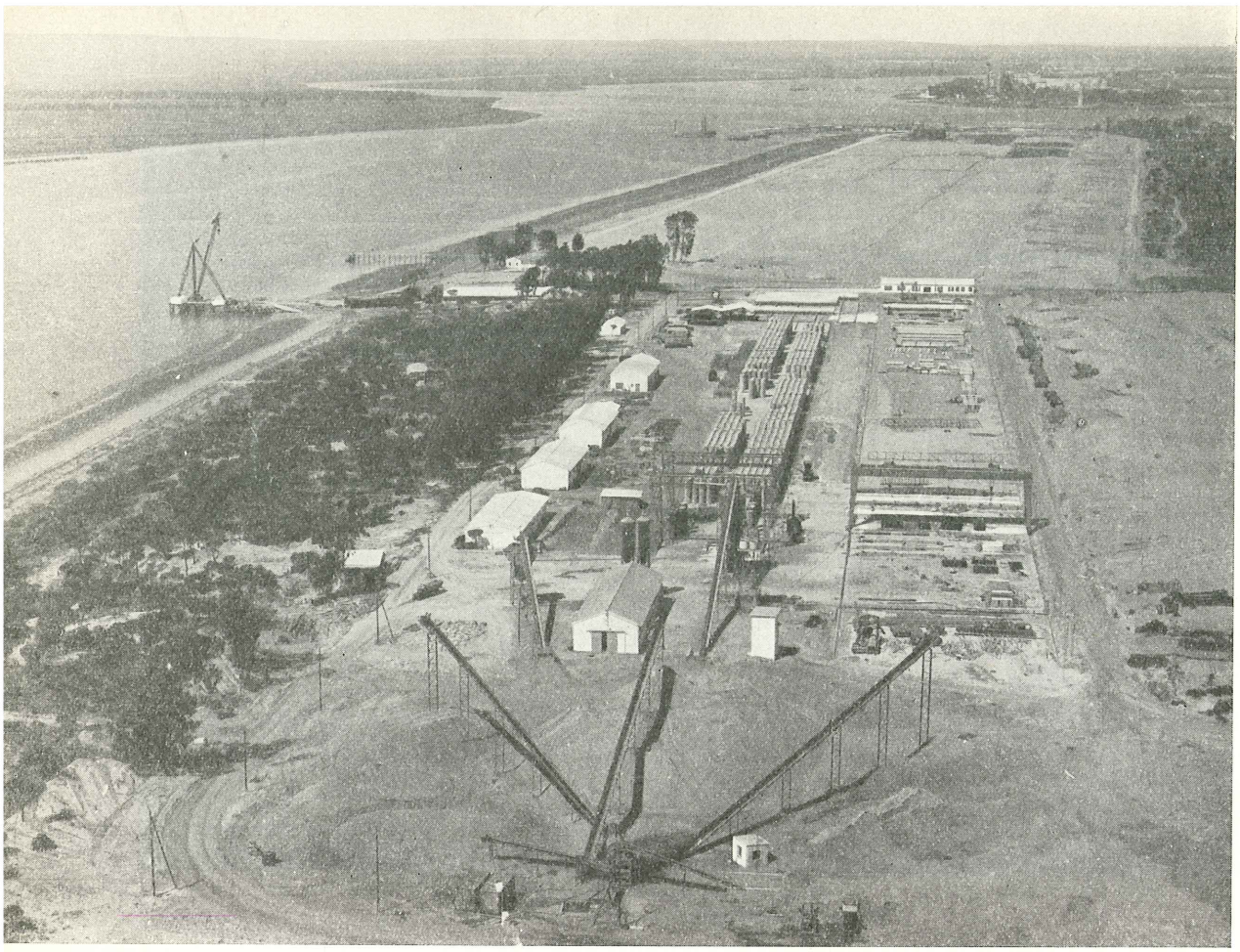


Figura 4.

En la zona central de la figura pueden verse las instalaciones del taller de elementos tubulares para pilotes: taller de ferralla, hormigonado y curado, parque de acopios y, al fondo, el taller de cosido y acopio de pilotes terminados.

Finalmente, se puede observar la vía transversal para transporte de piezas hasta el muelle de embarque, a la izquierda y al fondo de la figura.

Prefabricación de vigas.

Las armaduras se preparan en unidades completas, incluyendo las de acero ordinario, los cables a tensar y los paneles extremos del encofrado con los anclajes. La zona de prefabricación de armadura está contigua, por un lado al taller de ferralla y, por otro al taller de hormigonado.

En la figura 5 puede verse el izado de una unidad de armaduras para vigas del puente del Tinto para ser transportada al taller de hormigonado, mediante la gran grúa-pórtico de 35 metros de luz y 80 toneladas de carga. Esta grúa-pórtico barre el taller de vigas y el parque de acopios en toda su longitud.

Los encofrados han sido proyectados previos detenidos estudios y ensayos a fin de que pudieran soportar un intenso vibrado en perfectas condiciones, y permitir igualmen-

te un correcto desencofrado. Es especialmente necesario el conseguir un monolitismo a encofrado cerrado, a fin de tener una buena transmisión del vibrado, ya que éste se realiza mediante vibradores colocados bajo el panel de fondo. Y asimismo es esencial que los paneles laterales sean de una sola pieza rígida para facilitar la suavidad del desencofrado, obteniendo de esta forma superficies acabadas.

Como puede verse en la fotografía de la figura 6, los paneles laterales, que giran alrededor de charnelas inferiores, están accionados por unas botellas hidráulicas que permiten un despegue simultáneo al desencofrar.

En la misma figura se observa, en primer plano a la izquierda, el puente móvil transversal de hormigonado y, a la derecha, la grúa-pórtico transportando una unidad de armaduras, colgada de una viga triangulada tubular para asegurar su indeformabilidad.

Otro detalle interesante es el sistema de sustentación del encofrado situado bajo el fondo del mismo y constituido por *silent-blocks.*

El hormigonado de las vigas se realiza por sucesivas capas de pequeño espesor, mediante pasadas de un carro volcador que corre en lanzadera a lo largo del puente de hormigonado, alimentado por medio de dos cintas, una paralela a las vigas carril y otra situada sobre el puente. En la fotografía de la figura 7 puede verse un momento del hormigonado, observándose el puente con la cinta transversal, y el carro volcador.

Inmediatamente de hormigonada la viga se procede al curado térmico, utilizándose para ello unas cubiertas de lona bajo las cuales se inyecta el vapor, durante un período de unas siete horas. La fijación tanto de éste plazo como de la temperatura más conveniente para conseguir resistencias iniciales óptimas, ha obligado a la realización de numerosos ensayos antes de comenzar los trabajos de prefabricación, con lo cual se rebasaron ampliamente las resistencias pedidas.

El ritmo de prefabricación de vigas es de hasta dos unidades grandes por día con cada encofrado, habiéndose llegado con vigas de unos 22 metros de luz a terminar 6 vigas por día.

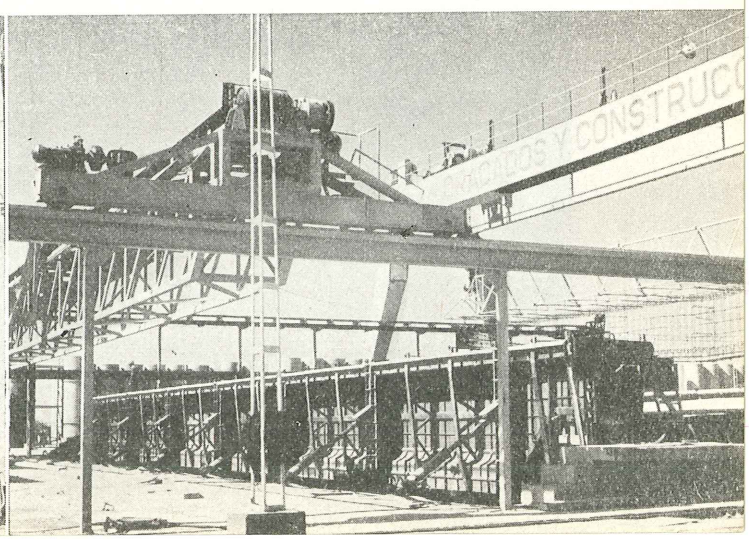
Terminado el curado se procede al tensado —total o parcial según los casos—. En el puente del Tinto y en el puente-sifón del Odiel, el sistema empleado fue del tipo CCL, con cables trenzados y anclajes múltiples.

Inmediatamente de tensadas las vigas se transportan al parque de acopios por me-

Figura 5.



Figura 6.



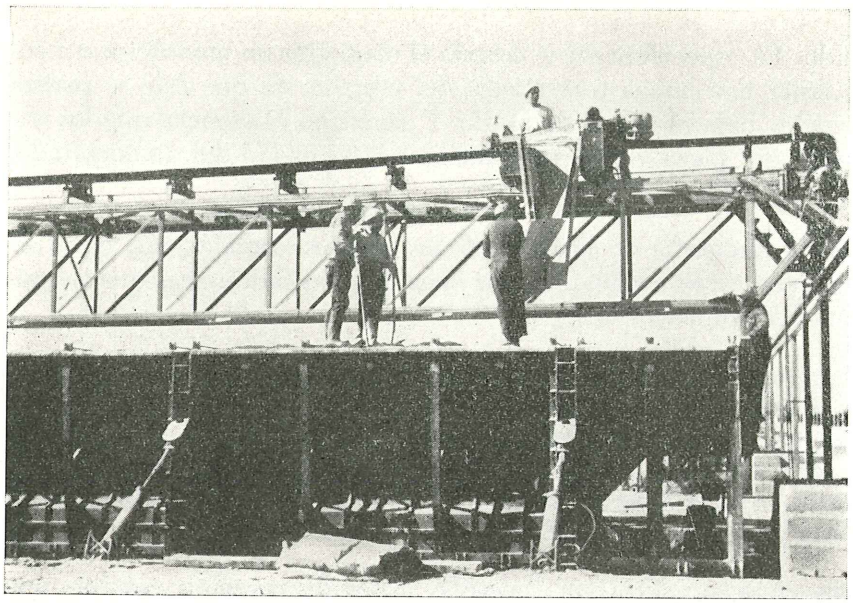


Figura 7.

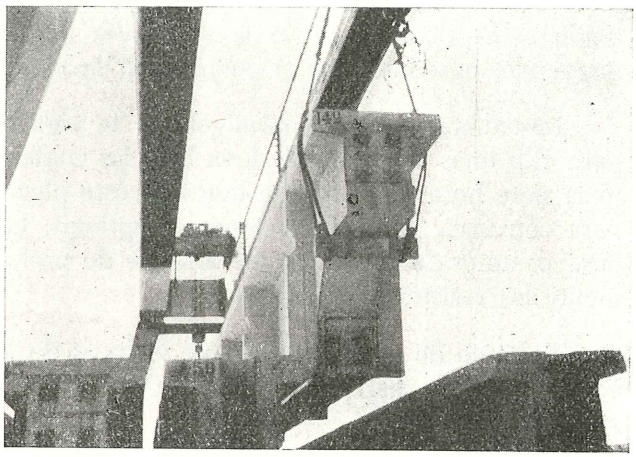
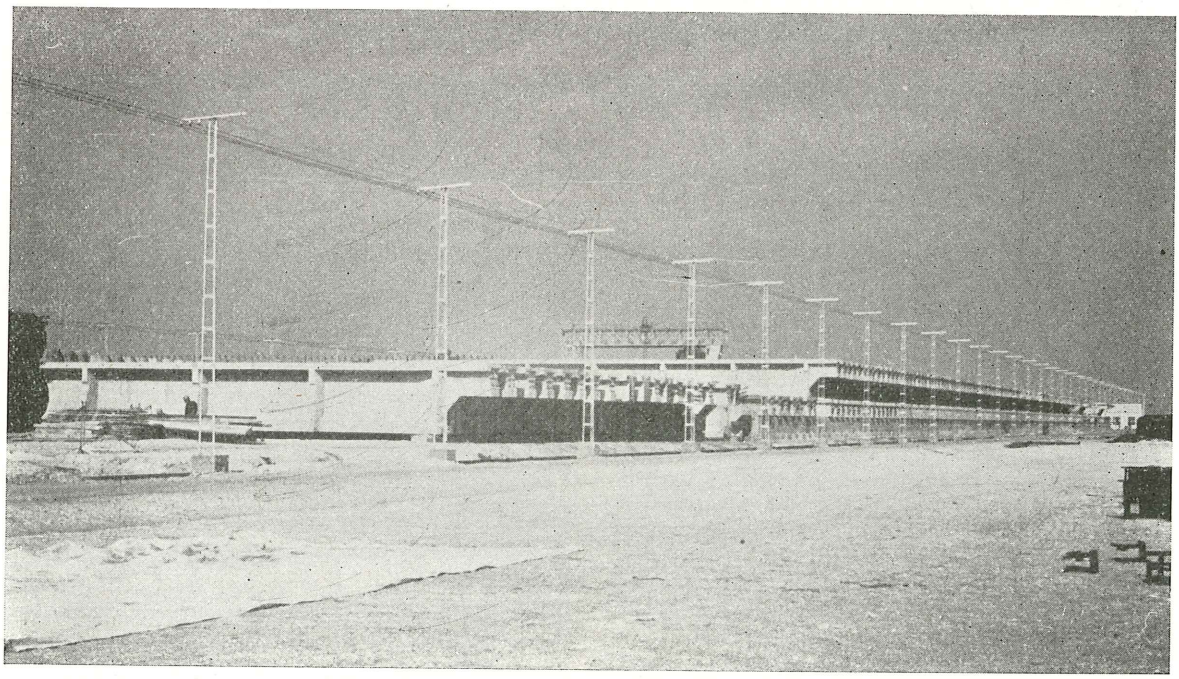


Figura 8.

Figura 9.



dio de la grúa-pórtico. En la figura 8 se ve el momento de colocar en el parque una de las vigas destinadas al puente del Tinto.

En la figura 9 puede verse un aspecto general del parque, con gran número de vigas del citado puente.

Prefabricación de pilotes tubulares.

En obras hidráulicas y marítimas es siempre muy conveniente la utilización de elementos pretensados, ya que ofrecen mejores condiciones de conservación por su mayor resistencia a la corrosión de armaduras.

En el caso de pilotes hincados por percusión, a las ventajas anteriores se suma la de una mayor resistencia a los esfuerzos producidos durante la hinca.

Durante el transporte y colocación se producen fuertes flexiones en los pilotes. Por otra parte y dado que hoy día existe una fuerte tendencia al proyecto de las llamadas "pilas-pilotes" (construidas por pilotes prolongados hasta los tableros de puentes o de muelles), los pilotes deben alcanzar una gran resistencia a la flexión; pero como al mismo tiempo conviene que tengan el mínimo peso posible, se llega a la conclusión de la ventaja de las secciones huecas.

Sentadas las anteriores premisas, se comprenden perfectamente las ventajas del empleo de pilotes prefabricados y pretensados tubulares, ya que su sección es la que ofrece la máxima resistencia a igualdad de peso.

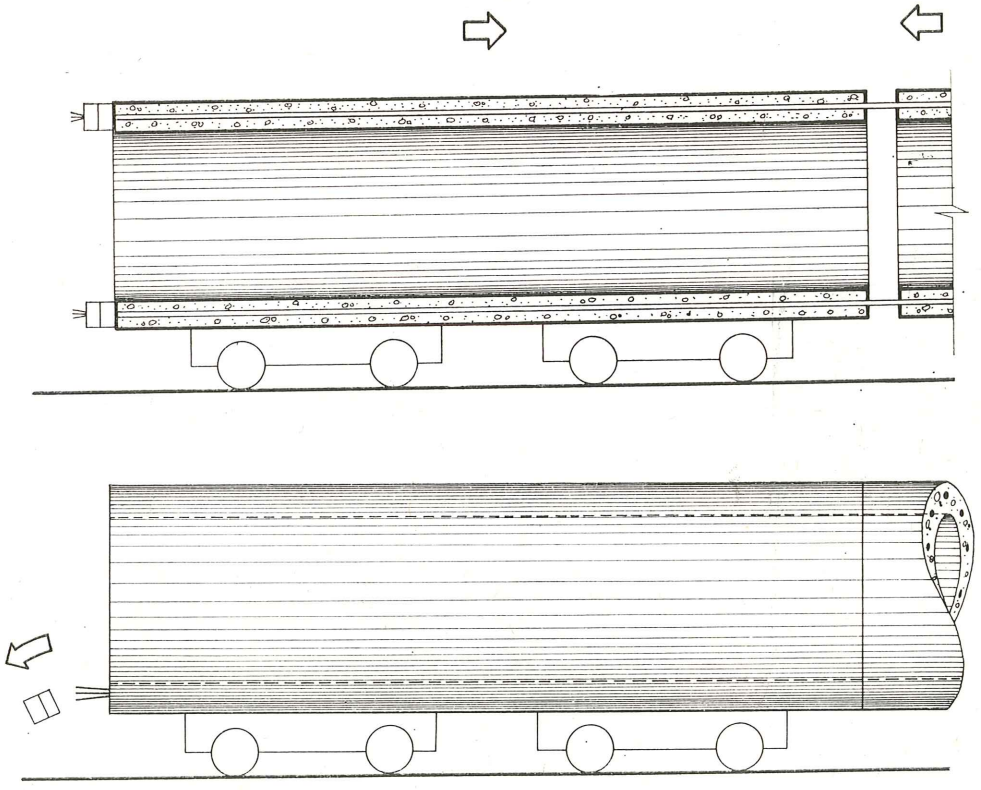


Figura 10.

En el caso de obras fluviales y marítimas con pilotajes profundos o con pilas-pilotes, se precisan pilotes de gran longitud. En estos casos están especialmente indicados los pilotes tubulares, ya que pueden ser fácilmente transportados, izados e hincados.

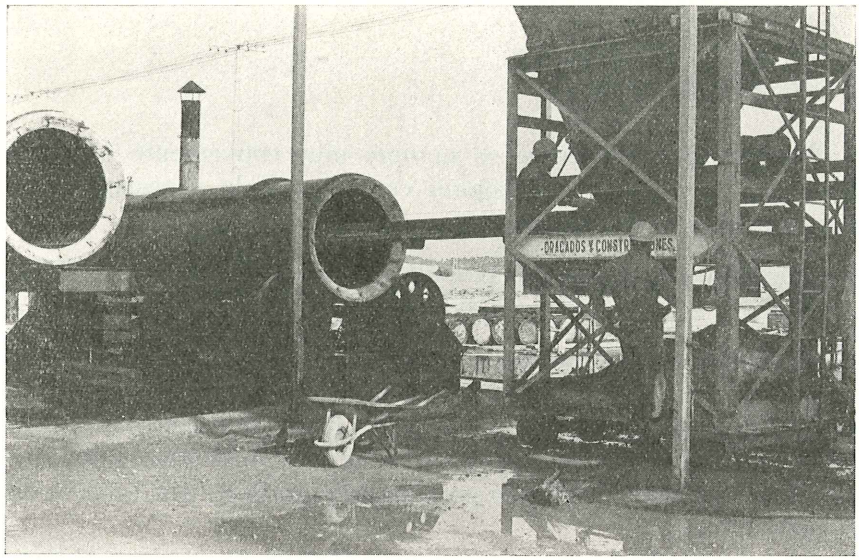


Figura 11.

En el taller de Huelva se pueden fabricar pilotes desde 60 centímetros hasta 2,30 metros de diámetro exterior, con longitudes de hasta 50 metros y pesos que pueden llegar a 80 toneladas.

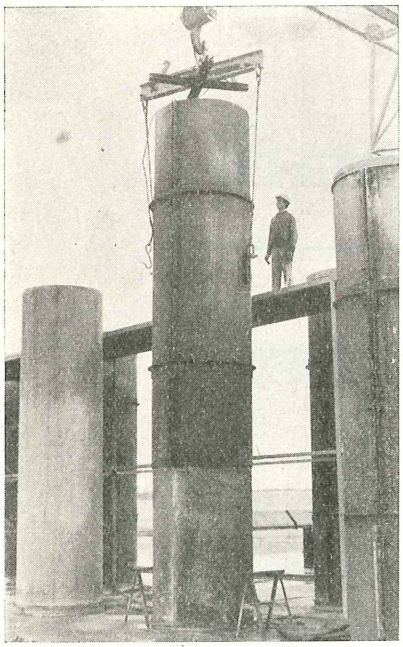


Figura 12.

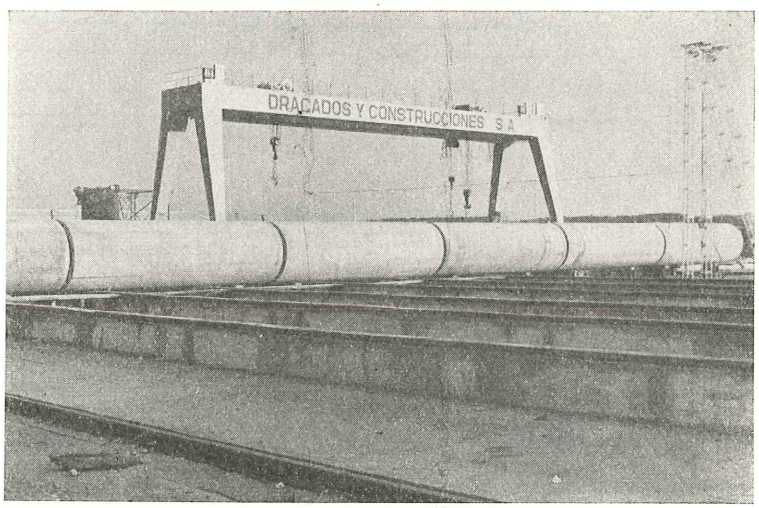


Figura 13.

Los pilotes se fabrican en secciones de 5 metros de longitud, para ser cosidos longitudinalmente mediante armaduras longitudinales tensadas con anclajes extremos (ver figura 10). Una vez tensadas e inyectadas las armaduras con una lechada especial se quitan los anclajes, quedando, por tanto, ancladas aquellas por adherencia. De esta forma es posible que, una vez hincados los pilotes, se corten al nivel conveniente para su enrase con los elementos de soporte del tablero.

Las secciones tubulares se construyen de hormigón centrifugado y vibrado, con armaduras de acero redondo.

Los encofrados, de chapa de acero, abren por una generatriz y llevan acoplados en sus extremos dos anillos del mismo material que, además de servir de elementos de rodadura durante el centrifugado, tienen por misión sujetar las entubaciones que servirán de encofrado interior de los orificios longitudinales para las armaduras tensadas. En la figura 11 puede verse un momento de la ejecución de una sección tubular. El molde es centrifugado y vibrado mientras se va extendiendo el hormigón mediante pasadas sucesivas de la cinta de alimentación, en voladizo desde la tolva de hormigonado. De esta forma se consigue que el hormigón quede con una relación agua/cemento inferior a 0,25 y, con ello, una gran resistencia.

A continuación se procede al desencofrado, que se realiza en posición vertical (ver figura 12) en cuya situación se seguirá el proceso de curado a vapor.

Tanto la velocidad del centrifugado como la intensidad del vibrado han sido objeto de cuidadosos estudios y ensayos hasta conseguir una compacidad óptima sin desagregaciones ni deformaciones de las entubaciones de los orificios para armaduras. Asimismo, la temperatura y duración del curado a vapor se han fijado previos detenidos ensayos.

Una vez desencofradas las secciones tubulares se transportan al parque de acopios, que puede verse en la figura 4, para ser posteriormente cosidos entre sí para formar los pilotes. Para ello se trasladan a la zona de alineado (ver figura 13); se colocan en las bancadas de rodadura de la figura, para ser colocadas sobre parejas de pequeños carretones situados en una vía de obra, alineándolos y girándolos hasta que quedan nivelados y con los orificios enfilados.

Seguidamente se procede a introducir los cables en los orificios longitudinales y al tensado, previa extensión de resina epóxido en la superficie de las juntas. Los gatos y an-



Figura 14.

clajes fueron del tipo Freyssinet, de la casa Stup, de 12 alambres de 5 milímetros. En la figura 14 se observan dos tubos después del tensado y otros dos terminados; los anclajes han sido retirados, una vez cortados los alambres bajo los conos de anclaje.

Finalmente se trasladan los pilotes terminados, por rodadura, a una fila de carretones sobre la vía transversal para su transporte al pantalán de carga de la figura 15; desde el mismo, y mediante la gran grúa Derrick, se embarcan sobre pontones para ser llevados hasta pie de obra.

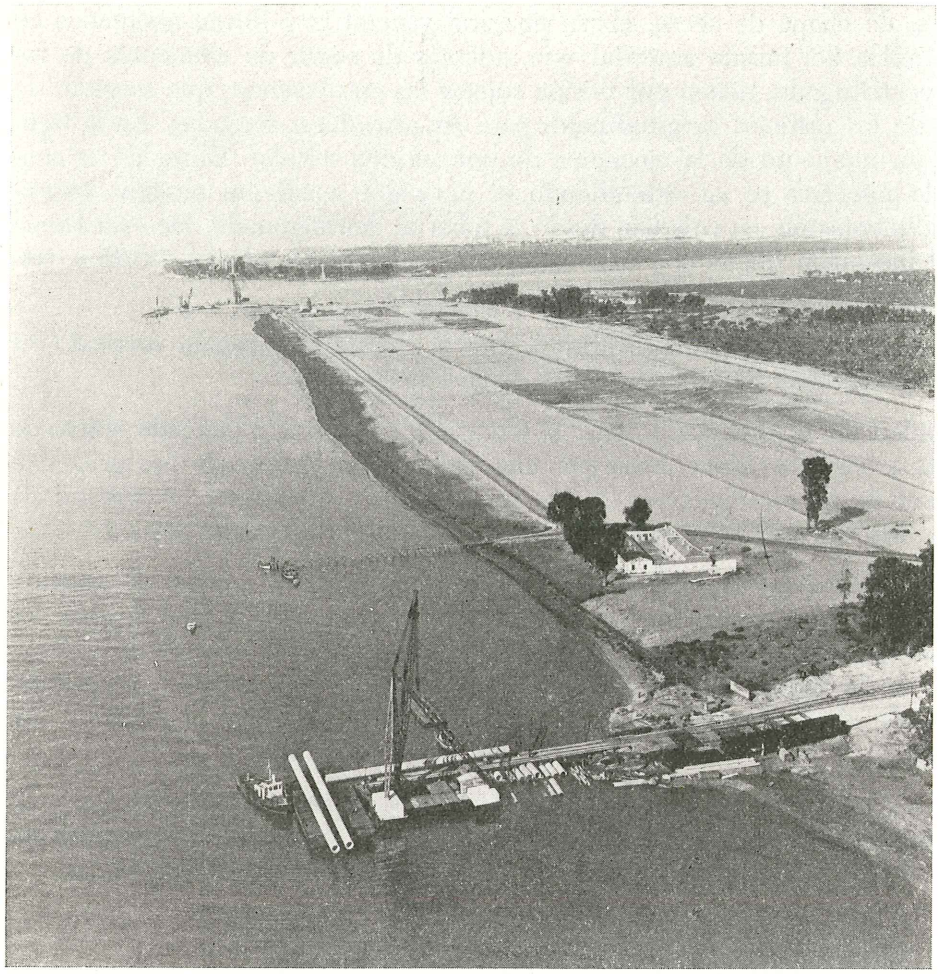


Figura 15.

PUENTE SOBRE LA BAHIA DE CADIZ

El puente sobre la Bahía de Cádiz forma parte de una variante de la Carretera Nacional IV, desde Puerto Real al antiguo Fuerte de Cortadura, de una longitud total de unos 8 kilómetros, con la cual se obtiene un ahorro real de unos 17 kilómetros, estimándose el ahorro virtual en unos 28 kilómetros, por evitarse curvas, rampas y las travesías de Puerto Real y San Fernando.

El puente propiamente dicho se desarrolla en unos 1.400 metros de longitud, entre

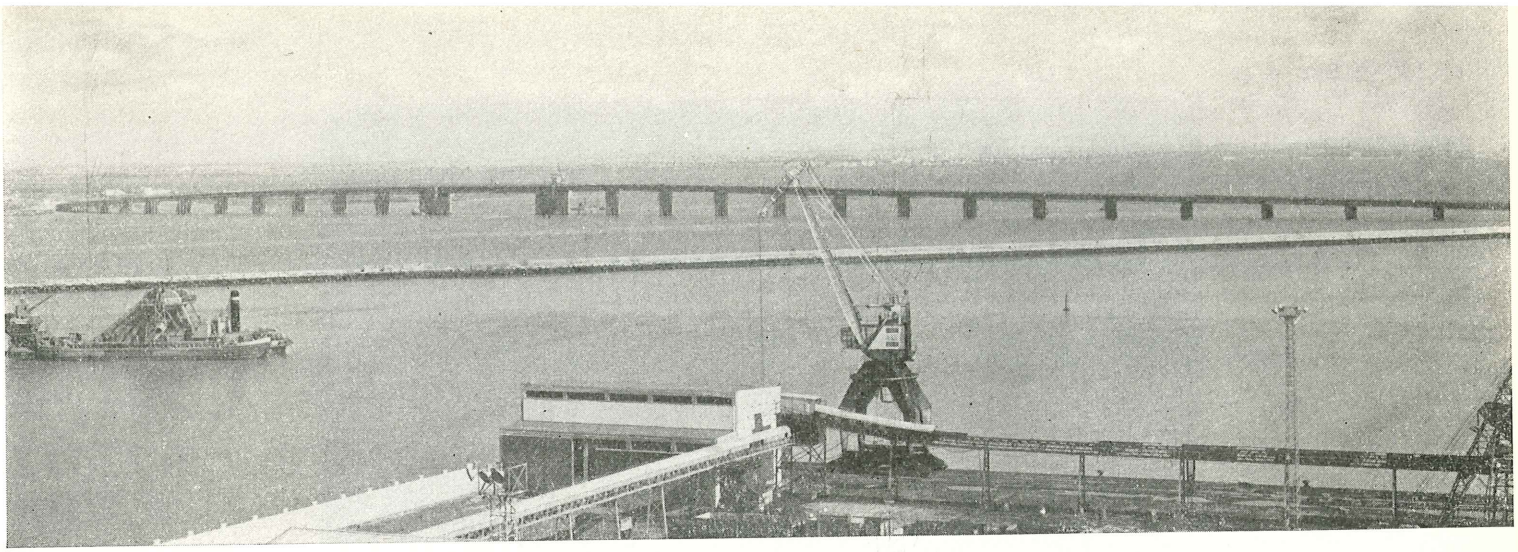


Figura 16.

Matagorda y el extremo de la primera alineación del dique exterior de la Zona Industrial de Cádiz. En la figura 16 puede verse un aspecto general de esta importante obra.

El puente consta de:

— 12 tramos de acceso del lado Norte (Matagorda), de 44 metros de luz entre ejes de pilas.
— 1 tramo central móvil metálico de 97 metros de luz libre, de dos hojas abatibles, con altura de la rasante sobre la bajamar viva equinoccial de cerca de 11 metros.
— 17 tramos de acceso del lado Sur (Cádiz), también de 44 metros de luz.

El tablero de los tramos de acceso para dos carriles de tráfico automóvil, está formado por 6 vigas prefabricadas de hormigón postensado, de sección en T de 2,75 metros de altura, con cosido transversal tensado, todo ello con sistema C.C.L. con grupos de cables de 0,6″

Los cabeceros, de sección en T invertida, se constituyeron in situ y postensaron, sobre grupos de cinco pilotes tubulares de 1,37 metros de diámetro, con longitudes de hasta 45 metros; estos pilotes se hincaron en el fondo de capas alternadas de caliza conchífera y arena, para lo cual se dispusieron unos azuches tubulares de acero.

TALLER DE CADIZ

Este taller se halla instalado en terrenos de la zona Industrial de Cádiz, para la prefabricación de las vigas del puente sobre la bahía y la colocación de los azuches en el extremo inferior de los pilotes.

La figura 17 muestra un aspecto parcial de este taller y en ella pueden observarse la instalación de hormigonado, taller de colocación de azuches y parques de acopios. A la izquierda de la fotografía se observa uno de los carriles de la gran grúa pórtico, que llega hasta un pantalán para embarque y desembarque.

Los pilotes prefabricados en el taller de Huelva son transportados al de Cádiz por grupos en una plataforma flotante antipropulsada como la de la figura 23, descargándose en el pantalán mediante la gran grúa-pórtico, de 46 metros de luz libre y 150 toneladas de capacidad, que los trasladará hasta unas vías transversales para ser llevados sobre

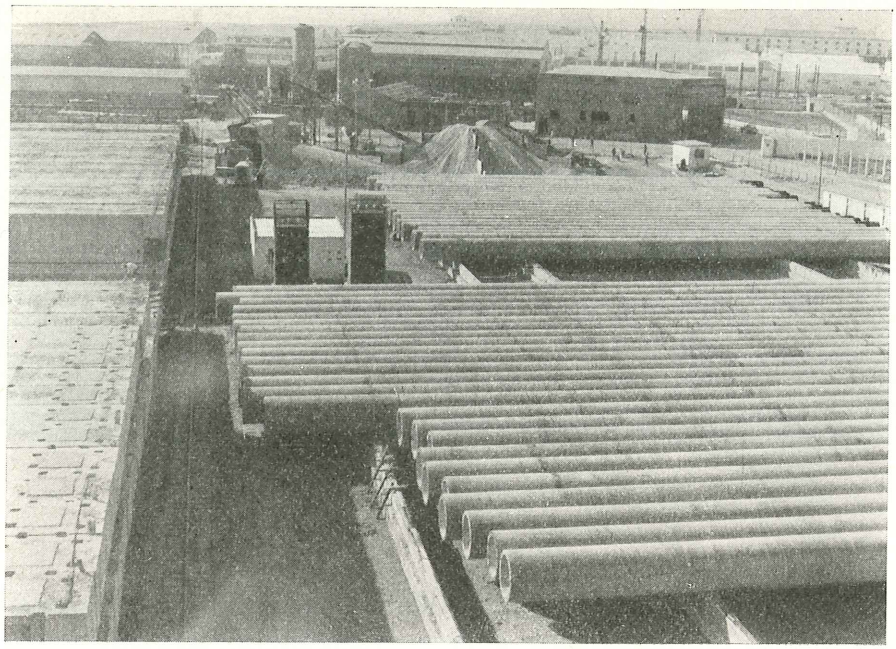


Figura 17.

Figura 18.

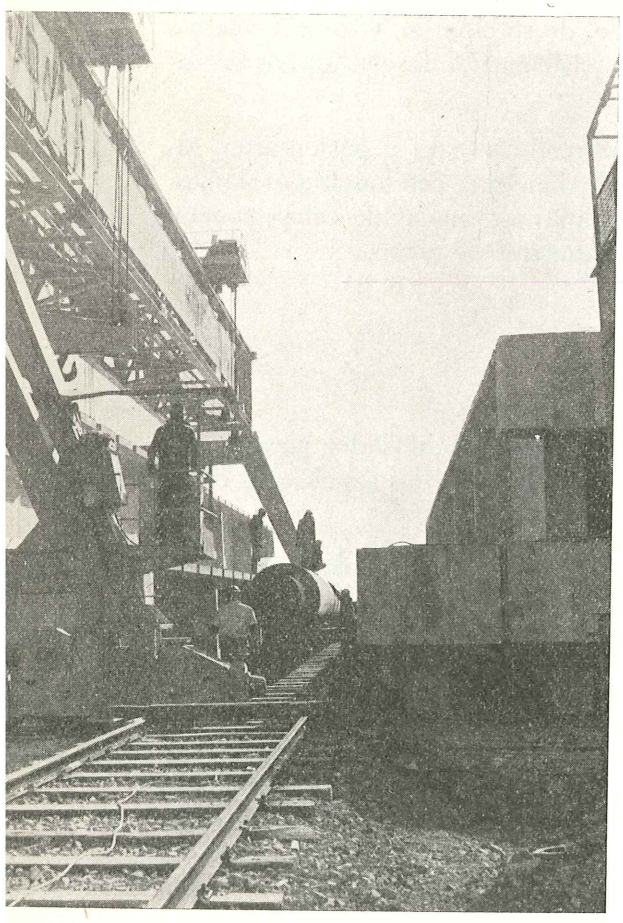
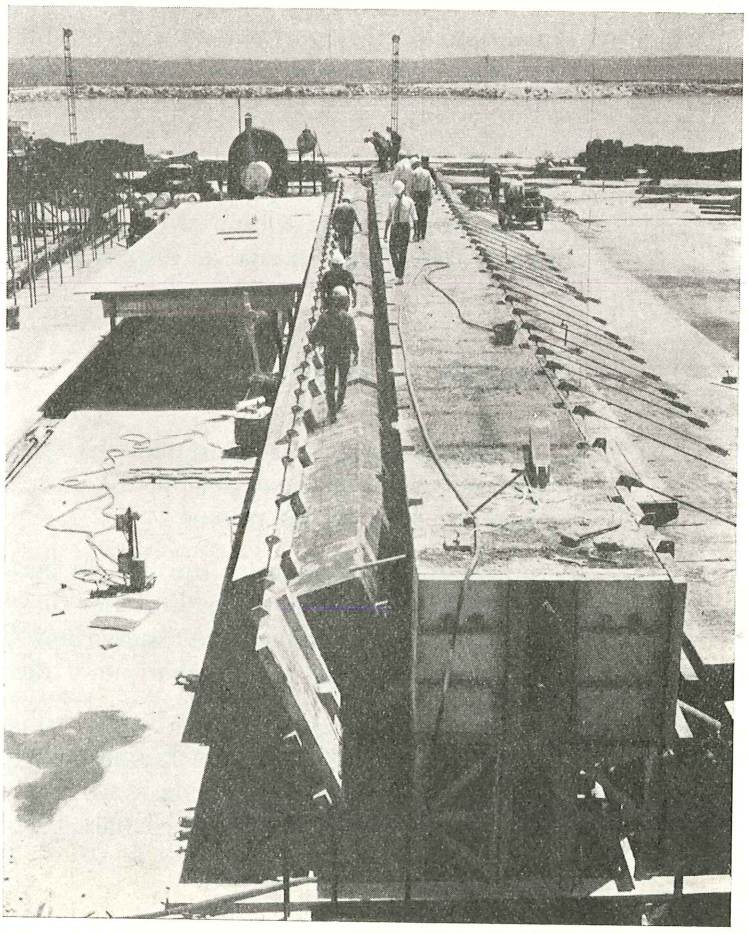


Figura 19.



unos carretones bien al parque de pilotes o al taller de azuches. Los azuches están constituidos por un tubo de un diámetro algo menor que el interior del pilote, que lleva en su centro un anillo de chapa nervada para su acoplamiento al extremo inferior de aquél; entre el extremo del tubo y las paredes interiores del pilote se dispone otro anillo de chapa. de forma que quede un espacio entre ambos tubos, cuyo espacio se inyectará con mortero a presión.

La figura 18 muestra un pilote terminado, durante su transporte. Puede verse el azuche metálico tubular, la gran grúa-pórtico y algunas vigas acopiadas.

La disposición del taller de vigas y sus características son parecidas a las del ya descrito de Huelva. El sistema de encofrado, vibrado y curado es análogo, si bien se ha utilizado un sólo encofrado bajo un puente de hormigonado fijo, ya que ello es suficiente para el ritmo de obra previsto.

La figura 19 muestra un momento del desencofrado de una viga.

PUESTA EN OBRA DE LOS PILOTES PREFABRICADOS

Los pilotes se cargan en barcazas para su transporte a pie de obra, bien mediante la grúa Derrick (taller de Huelva) o mediante la grúa-pórtico (taller de Cádiz).

Dada la gran longitud y pesos de los pilotes es necesario disponer, tanto para su manejo como para su hinca, de una potente cabria flotante con su guiadera y una instalación de vapor adecuada al tamaño de las mazas. Por ello, la empresa constructora ha proyectado enteramente la grúa flotante "Dracabria", que ha sido construida en la Factoría de Sevilla de la Empresa Nacional Bazán. En la fotografía de la figura 21 puede verse la citada cabria en el momento de izar un pilote de 40 metros de longitud y 1,37 metros de diámetro, inmediatamente antes de su hinca.

Las características de esta cabria, de tamaño no corriente en Europa, son las siguientes:

— Casco de 35 metros de eslora, 20 de manga y 2 de puntual.
— Capacidad de elevación de 250 toneladas con la pluma de 20 metros, 200 toneladas con la de 30 metros y 155 toneladas con la de 40 metros.
— Guiadera de 50 metros de longitud, que permite la hinca de pilotes de 45 metros.
— Potencia total instalada: 2.000 CV.

En el caso de los puentes y muelle petrolero de Huelva, los pilotes se hincaron en un fondo de fangos con subtrato de arenas. En este caso, y en general con terrenos blandos, la hinca se realiza inicialmente con la simple ayuda de dos lanzas de inyección de agua a presión, dispuestas en la guiadera a los lados del pilote. Posteriormente, al encontrar terrenos de mayor compacidad, se continúa la hinca con mazas de vapor. La figura 20 muestra un momento de la hinca de un pilote de 40 metros de una pila del puente sobre la ría del Tinto, en la última fase, con maza Raymond de 8 toneladas. En la fotografía pueden verse también las lanzas de inyección.

En el puente sobre la Bahía de Cádiz, el fondo está constituido por capas alternadas de arena y caliza conchífera, por lo cual ha sido preciso disponer los azuches metálicos citados anteriormente y efectuar la hinca con una maza Vulcán de 40 toneladas. En la figura 22 puede apreciarse las enormes dimensiones de dicha maza, con la cual se ha llega-

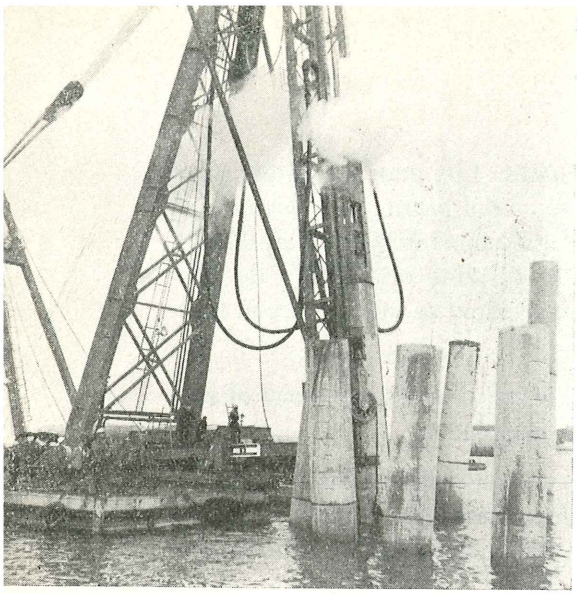


Figura 20.

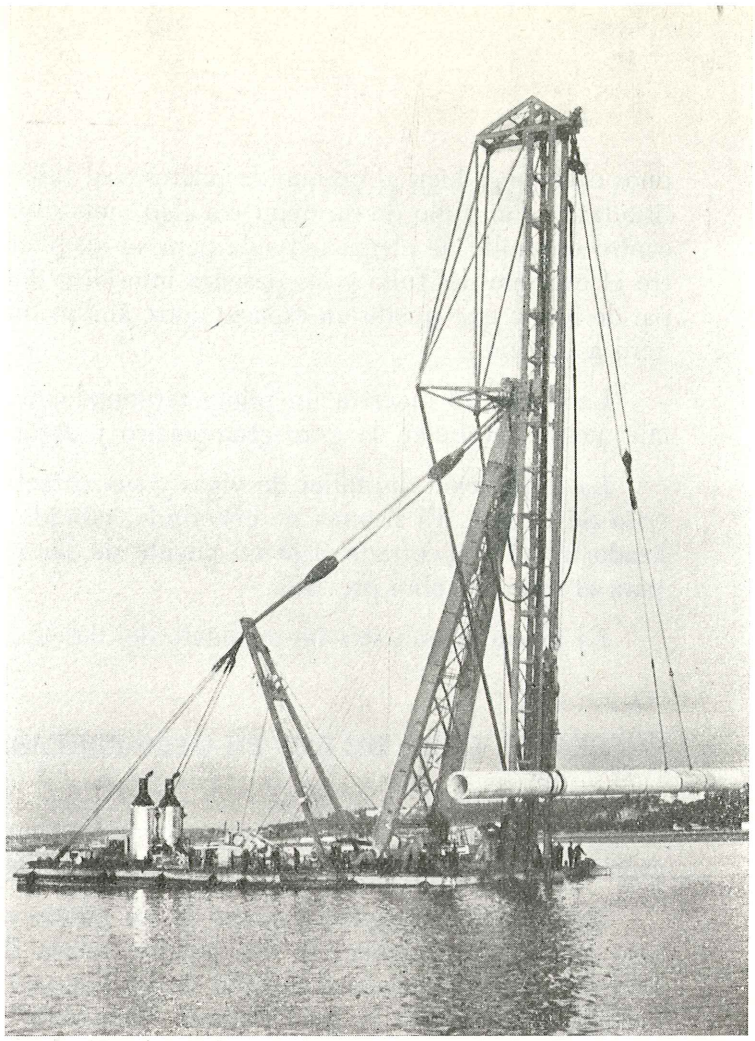


Figura 21.

Figura 22.

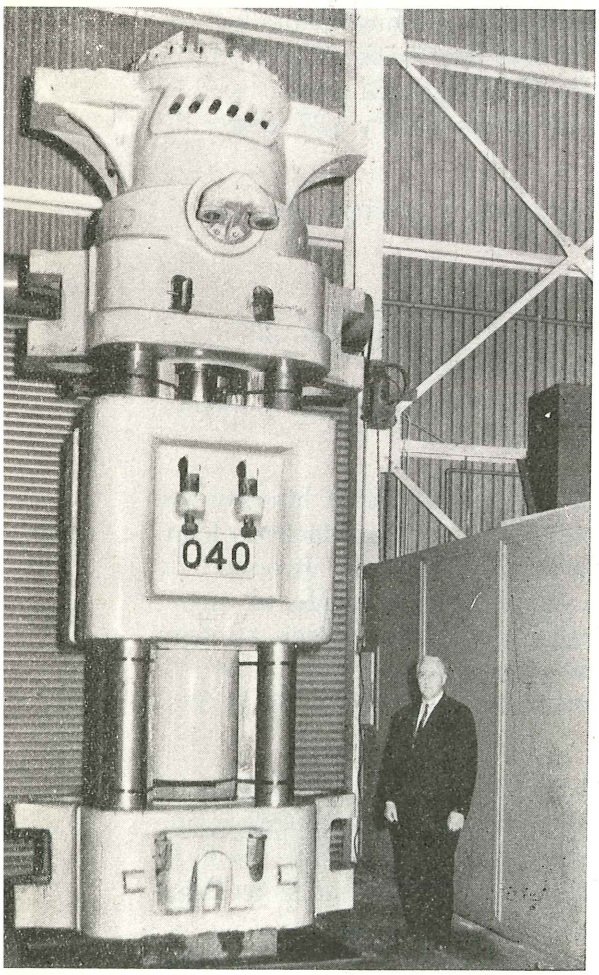
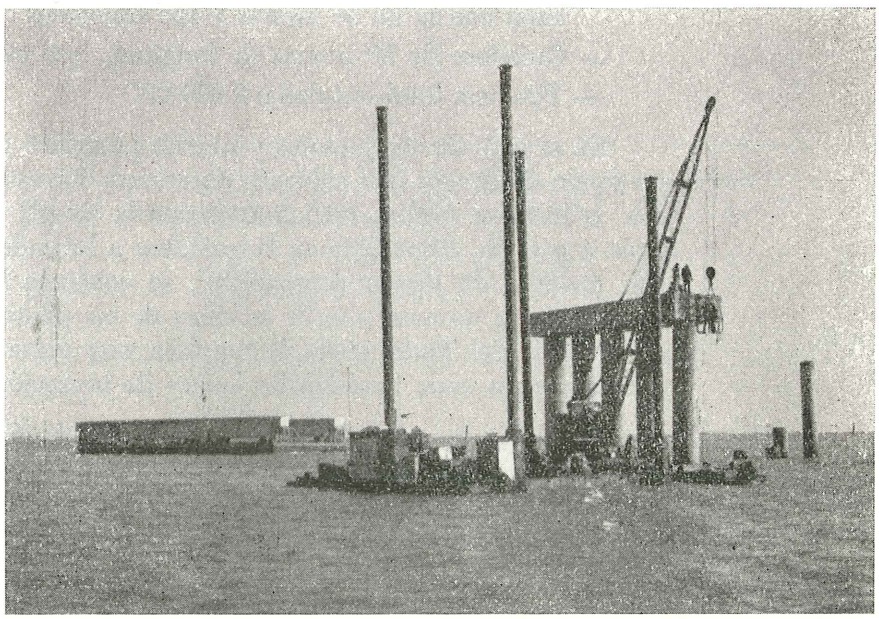


Figura 23.



do a hincas del orden de los 10 metros, con pilotes de 40 metros de longitud, 1,37 metros de diámetro y peso de 80 toneladas.

Las pilas del puente-sifón sobre la ría del Odiel están constituidas por caballetes de pilotes con cabeceros de hormigón armado, mientras que, en los puentes sobre la ría del Tinto y sobre la bahía de Cádiz, los cabeceros son de hormigón postensado.

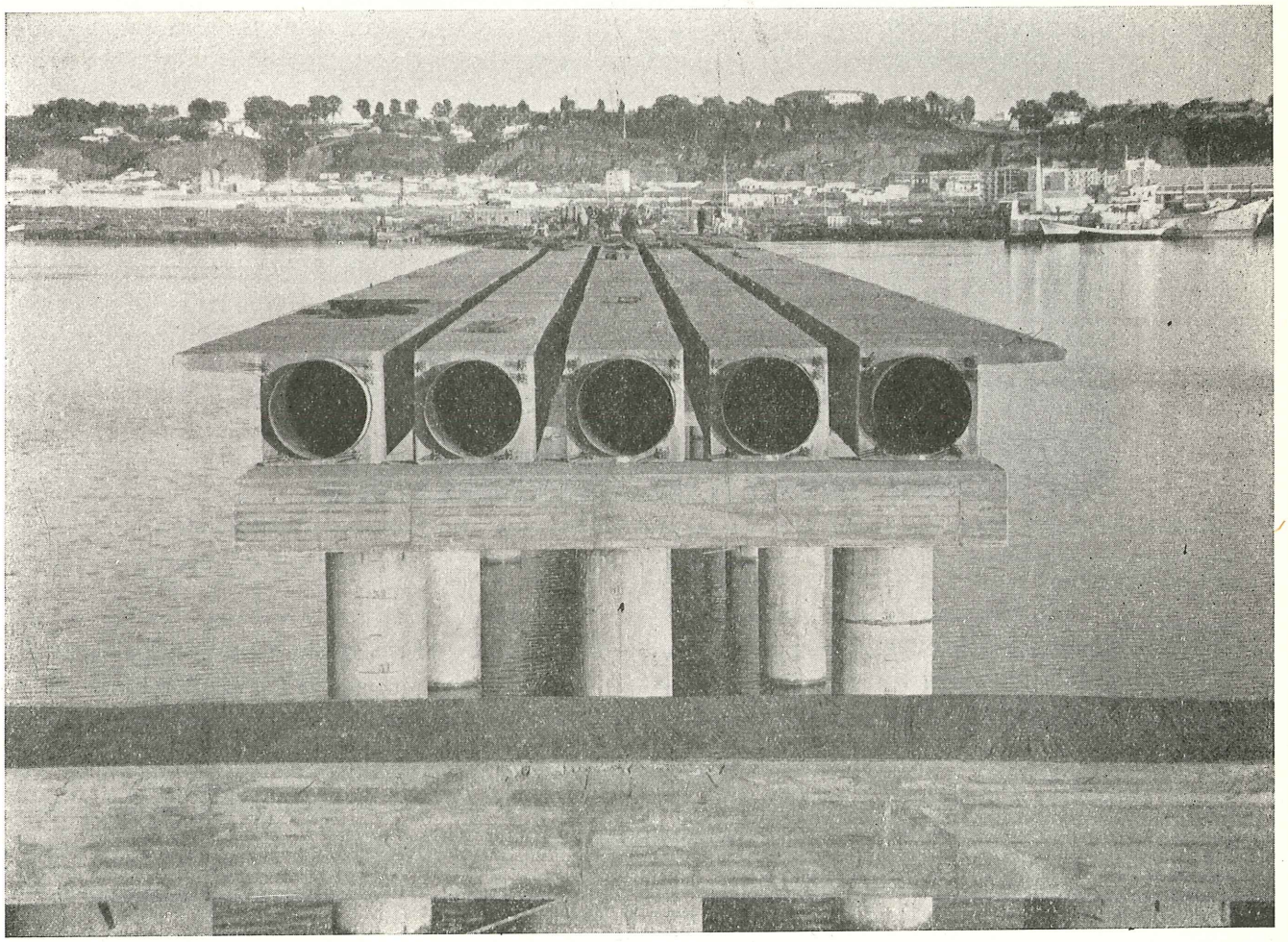
En los casos de pilotes-pilas de menor longitud pueden perfectamente realizarse los cabeceros prefabricados, pero en las obras que nos ocupan ha sido necesario construirlos in situ.

En el puente de Cádiz se ha utilizado como elemento auxiliar, para la construcción de dichos cabeceros, una grúa móvil fijada sobre una plataforma tipo "flexifloat", como como puede verse en la figura 23.

PUESTA EN OBRA DE VIGAS PREFABRICADAS

Las vigas se han transportado a pie de obra sobre plataformas flotantes. En la figura 23, al fondo, pueden verse dos vigas del puente sobre la bahía de Cádiz, sobre una plataforma antipropulsada.

Figura 24.



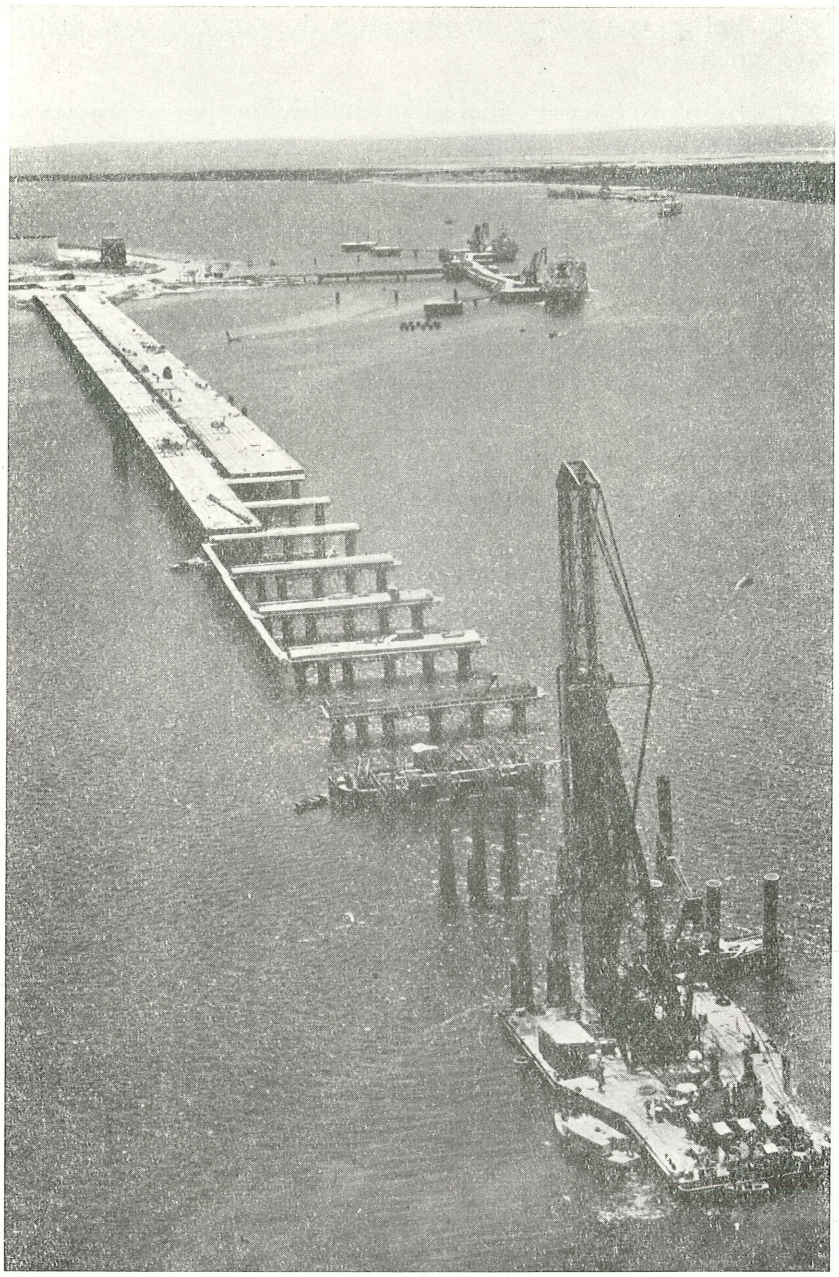


Figura 25.

En los puentes de Huelva las vigas se colocaron sobre los cabeceros mediante una grúa Manitowick montada sobre plataforma flotante. En la figura 24 se ven las cinco vigas de un tramo del puente-sifón sobre la Ría del Tinto, en espera del hormigonado de la parte superior de las juntas, operación previa al cosido transversal.

La figura 25 muestra una vista general de la construcción del puente sobre la Ría del Tinto, en la que pueden verse las diferentes fases de la construcción de las pilas y el tablero. Al fondo, el pantalán de petroleros.

En el puente sobre la Bahía de Cádiz las vigas, de un peso de 150 toneladas, se colocarán en obra con la gran cabria más arriba descrita.

La figura 26 muestra un momento de la colocación de una viga, en la que puede apreciarse perfectamente el sistema de sustentación empleado, con un gran "palonier" tubular. En cada viaje de la plataforma flotante se transportaban normalmente cuatro vigas, montándose generalmente seis al día, si bien se llegaron a montar en algunos casos hasta ocho vigas.

A continuación se procedió al cosido transversal de las vigas de cada tablero, con ayuda de un andamio colgado de una estructura volada, desplazable sobre ruedas, que puede observarse al fondo de la figura 26.

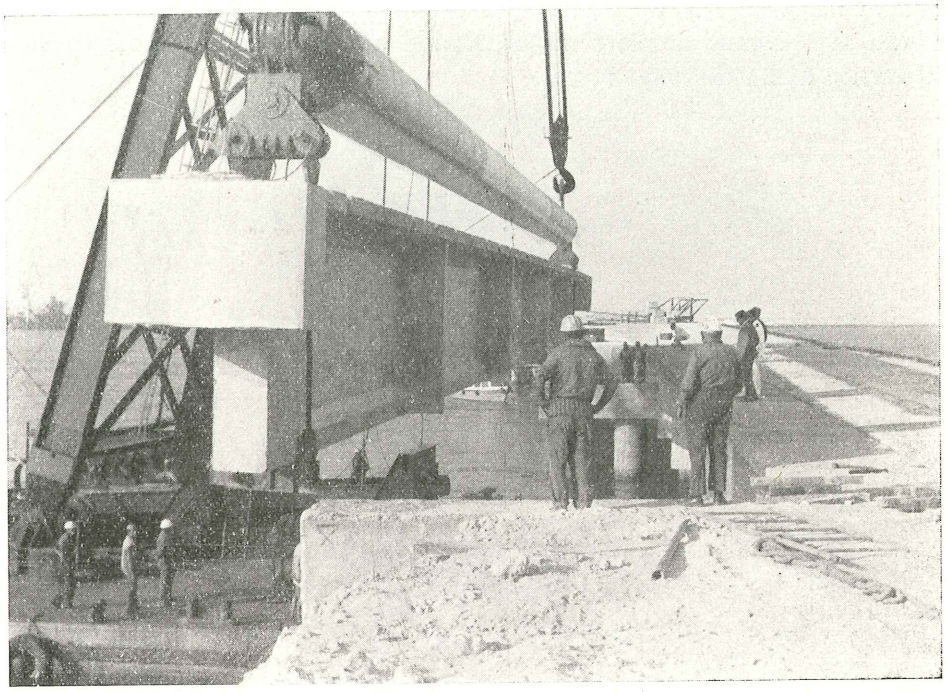


Figura 26.

RITMO DE LAS OBRAS

En las obras construidas mediante la prefabricación de grandes elementos se logran ritmos espectaculares. Mientras se prepara la obra y se construyen los accesos, cimientos, etcétera, se va adelantando la prefabricación de los elementos principales; una vez terminadas las primeras unidades de la cimentación, se comienza la colocación de elementos principales y la obra puede terminarse rápidamente.

En la construcción del puente sobre la Ría del Tinto se fabricaron dos vigas al día (con dos encofrados), lo que hace aproximadamente un tramo de 20 vigas cada dos semanas. Por día se hincaron por término medio unos 4 pilotes; es decir, que contando con incidencias y mal tiempo, se podía también hacer una pila de 36 pilotes cada dos semanas. El plazo total de los 32 tramos fue de unos dieciocho meses, sin contar accesos. Sin embargo, como la colocación de vigas era a razón de un tramo cada cuatro días, como se

disponía de suficiente número de vigas acopiadas, estando muy avanzada la construcción de pilas, la colocación de los 32 tramos pudo terminarse en poco más de cinco meses.

En la construcción del puente-sifón sobre la ría del Odiel, el ritmo de obra fue parecido: prefabricación de 12 vigas por semana, lo que equivale a 10 tramos de cinco vigas por mes —ocho meses en total para los 80 tramos—. En esta obra el ritmo venía fijado prácticamente por la prefabricación, ya que los cabeceros eran de hormigón armado sobre sólo tres pilotes.

En la construcción del puente sobre la bahía de Cádiz se prefabricó solamente una viga al día, ritmo suficiente, teniendo en cuenta que la mayor dificultad del transporte e hinca de pilotes y de la construcción de los cabeceros de hormigón pretensado limitaban el acortamiento de plazos. Por tanto, en la prefabricación de las 174 vigas se invirtieron algo menos de siete meses, siendo el plazo total de construcción del puente propiamente dicho de ocho meses.

F. DEL POZO

837 - 4 - 29

Informe general sobre el Tema III

montaje

C. FERNANDEZ CASADO

La prefabricación aplicada a la construcción de puentes es uno de los procedimientos de racionalizar este sector de la Industria de la Construcción tan verdaderamente necesitado de ello; pero no es el único por lo cual entra en competencia con otros procedimientos en cualquier intervalo de luces. Todas las oportunidades que se ofrecen a su aplicación, se ofrecen también a los demás procedimientos de verdadera industrialización, y en cada caso concreto la adopción de uno u otro dependerá de las condiciones particulares del proyecto, de la topografía del tajo y, sobre todo, fundamentalmente de los medios auxiliares y experiencia de que disponga la Empresa Constructora, entre los cuales uno de los factores más importantes es saber de antemano lo que va a costar, es decir, poder presupuestarlo. El modo de construir influye de una forma importante en el proyecto de un puente y, sobre todo, cuando la luz es importante, y hay que tenerlo en cuenta desde el comienzo, pero de nada sirve proyectar bien un determinado sistema, si el que lo va a construir no domina el procedimiento y no está preparado técnica y materialmente para ello.

Podemos considerar la aplicación de la prefabricación para puentes en dos intervalos de luces, la de luces medias, más bien bajas con límite en los 50,00 m y las de ahí en adelante con un máximo actual en España de 101,00 m (puente de Castejón), pero que llega a los 200,00 en los puentes extranjeros.

Las ventajas de la prefabricación en cualquier tipo de obra de hormigón armado o pretensado son las siguientes:

1.ª Supresión, a veces total, de andamio y reducción del encofrado al mínimo.

2.ª Posibilidad de atacar la construcción por el principio y por el fin, es decir, empezando de un modo natural por cimientos, pero moldeando simultáneamente las vigas del tablero.

3.ª Ejecución de una gran parte de la obra en taller más o menos eventual, trabajando a nivel del suelo, con una mano de obra cuidada, mejores moldes y un control más eficaz.

4.ª Regularidad de producción, lo que permite planificar la obra independientemente de las condiciones meteorológicas, avenidas del río, plazos de desencofrado, etc.

5.ª Verdadero control en la resistencia de los hormigones, puesto que si los resultados de las probetas no son convincentes, puede no colocarse en obra el elemento correspondiente, para desecharlo definitivamente, o para someterlo a pruebas directas que nos garanticen su buen funcionamiento.

Además en el caso particular de los puentes tenemos una ventaja suplementaria, aspiración de siempre de todo constructor de puentes, que es la de hacerse independiente del río en la ejecución de la supraestructura, la cual es de pareja importancia en el caso de viaductos viales o urbanos al hacernos independientes del tráfico inferior.

En el primer intervalo de luces tenemos la prefabricación mediante moldeo previo de vigas para transporte a su sitio y, en el segundo, la de ejecución por voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas.

Desde el punto de vista de la producción, la prefabricación puede organizarse en:

Talleres verdaderamente industriales que suministren vigas normalizadas.

Talleres ocasionales en la misma obra.

Talleres ocasionales fuera de obra.

La primera modalidad sólo se ha desarrollado plenamente en Rusia y Estados Unidos. En España contamos ya con varias empresas de prefabricación de vigas que han aplicado el campo de su especialidad a las sobrecargas de puentes en luces hasta 20,00 metros aunque su radio de acción en nuestro territorio es limitado debido a su áspera orografía. Entre estas Empresas se cuentan Pacadar, Albajar, Cade, Spirol, etc.

La modalidad más frecuente es la segunda de las que hemos enunciado con talleres ocasionales en el tajo, donde los medios de producción se reducen a un mínimo, bancadas sobre el terreno; y también los medios de manejo de elementos son pórticos grúas, blondines, carretones, etc. de uso universal. En ocasiones cuando hay varias obras en un ámbito reducido se puede organizar un taller central en sitio estratégico por distancias a los tajos y lo que es más importante por facilidades de transporte. (Puentes del Canal bajo del Guadalquivir, puentes del Tinto y Odiel, etc.)

El elemento natural de subdivisión en los tableros de puentes es la viga, organizándose éstos en varias enlazadas entre sí por el forjado superior que materializa la plataforma, y además por vigas riostras. Estas últimas complican la fabricación primero en los moldes y después en el trabajo complementario que se realiza in situ. Además, el pretensado transversal es de unidades cortas, lo que complica y encarece la construcción. Nosotros hemos llegado a suprimir todas las riostras intermedias dejando únicamente las extremas sobre apoyos y también el pretensado transversal, armando las losas entre vigas con armadura pasiva de acero 46 kg/cm^2 (puente de Torre Baró y puentes normalizados hasta 40 m).

En algunos casos y con verdadero abuso en los primeros tiempos se recurre a subdividir las vigas en trozos, por planos verticales, formando verdaderas dovelas, ya que el dintel pretensado es en realidad un arco plano trabajando como tal a compresión compuesta. Esto tiene ventajas en facilidad de transporte cuando por condiciones locales la distancia entre el taller provisional y el tajo de la obra, hay un recorrido difícil para piezas de la envergadura y peso de las vigas que hay que transportar, pero mientras no exista esta circunstancia, la prefabricación por vigas es más ventajosa, pues ahorra una operación intermedia que es la reconstitución de la viga a partir de las dovelas.

Desde el punto de vista del montaje de los elementos vigas, hemos realizado en España todos los procedimientos constructivos:

a) Montaje de dovelas o ejecución directa sobre cimbra paralela a las posiciones definitivas, para con un solo molde y andamio ejecutar las vigas sucesivamente y trasladarlas a su sitio por ripado transversal. (Cubrimiento del apeadero del paseo de Gracia en Barcelona, puentes de Cubillas, Negratín, etc.)

b) Montaje mediante una o dos vigas sobre ruedas o orugas que recogen la viga del parque de llegada, la transportan al tajo y la colocan en su sitio, desde el nivel de plataforma superior o desde el cauce o plataforma inferior (pasos de ferrocarril Madrid-Irún, zona de Burgos).

c) Montaje mediante bípodes y cables para lanzarlos longitudinalmente accionados por dos cabrestantes, uno de tiro y otro de retención, hasta salvar el vano, dejando cada una en su posición definitiva, o en un plano central, para riparlos después a su plano definitivo (puente del Guadarrama, puente de las Térmicas, puente de Almodóvar, etc.).

d) Lanzamiento longitudinal mediante pasarela metálica auto-lanzable de la que se cuelgan las vigas definitivas (el procedimiento más utilizado teniendo puente de montaje casi todas las Empresas constructoras).

e) Fabricación de vigas en zonas a nivel de la plataforma para lanzarlas ladera abajo sobre carretones con vía junto a las pilas, verificando la elevación de las de cada vano por el costado de éstas, ripando después cada una a lo largo de las líneas de apoyo hasta su posición definitiva. También se ha hecho esto llevando las vigas por flotación (puente de Alarza, etc.).

En cuanto a tipos estructurales la prefabricación, sin culpa por su parte, ha canalizado el proyecto en nuestro país hacia los tramos simplemente apoyados. Sin embargo, nosotros hemos utilizado el sistema constructivo en estructuras continuas, utilizando las dos modalidades posibles: α) tableros de vigas coincidiendo con las luces que se hacen continuas únicamente para actuación de la sobrecarga (puentes de Iznajar y puente sifón de Bembezar) y β) tableros de vigas de la longitud del vano, pero montadas con desplazamiento de un cuarto de la luz, con lo cual trabajan como tramos-ménsulas en carga permanente, cerrándose después las juntas para trabajar como viga continua de varios vanos (proyecto del puente del Tinto, carretera y ferrocarril, no construido con arreglo al mismo). En todos estos casos se establecía la continuidad hormigonando junta y prolongando unidades activas de una viga a otra, algunas de las cuales se habían anclado ya en extremidades para resistir la carga permanente, pero pueden utilizarse además los sistemas parciales de enlace mediante viga riostra pretensada, en plano de junta, y mediante armadura pasiva de enlace en cabezas superiores de vigas y en el tablero.

En cuanto a perfeccionamiento de obra hay que tener en cuenta que el mejor terminado teórico de los elementos por ejecución en taller resulta verdaderamente ficticio, al sufrir deterioros los elementos por golpes en transporte, reviramientos y grietas al manejar elementos aislados muy esbeltos y suma los defectos correspondientes al moldeo y al ensamble de piezas. Además, es preciso no olvidar que hay una parte importante de la obra que se hace in situ, recorriendo de nuevo todos los tramos para hormigonar las zonas de empalme del tablero, vigas riostras, voladizos, etc.

En este intervalo de luces la prefabricación tiene en competencia la construcción mediante cimbra deslizante que avanza de vano en vano transportando el encofrado correspondiente rodando sobre el suelo cuando esto es posible o apoyándose únicamente sobre los pilares del puente. El ritmo de avance es de diez días para vanos de alrededor de 40 m, pudiendo llegar a longitudes mayores.

Pasando al segundo intervalo de luces la prefabricación se apoya casi exclusivamente en la desmembración previa del elemento dintel en dovelas, ya que el manejo de elementos longitudinales con longitud superior a 50 m. es muy difícil, y cuando esto se realiza como ocurre en los sistemas que movilizan todo el dintel, empujándolo longitudinalmente (caso del puente de Caroni), o tramos grandes del mismo (puente oleoducto sobre

el Po) empiezan por ejecutar dovelas de mucha menor longitud para ensamblarlas antes del lanzamiento.

Este sistema de empujar trozos importantes del dintel que se va construyendo por adición de elementos en la alineación definitiva del mismo lo hemos proyectado para un acueducto de gran envergadura, el acueducto de Alcanadre, en el canal del Cinca, donde dada la sección transversal de la caja en trapecio abierto, el premoldeo de los trozos podrá hacerse sobre las zonas adyacentes con menos luces, pero con la misma sección, haciéndolos deslizar a lo largo del canal. Además dada la situación carga/sobrecarga inversa a la de carreteras al ser esta última mucho mayor que la primera y además siempre continua, las situaciones de trabajo en el lanzamiento, sometida la estructura a su peso propio únicamente, son menos desfavorables que en el caso normal de carreteras.

Exceptuando este sistema no aplicado en España y muy poco en otros países (los dos casos citados y el de Semorile también en Italia, son los únicos que conocemos) la prefabricación se aplica en grandes luces a la construcción por avances en voladizos sucesivos mediante dovelas, de la cual hemos informado especialmente en nuestra comunicación específica sobre este tema. Nos limitaremos ahora a enfrentarle su sistema rival el de la realización de los voladizos por medio de carro, construyendo secciones sucesivas in situ. Por éste se ha llegado a los 206 m del puente de Bendorf, sobre el Rin, mientras que el otro sistema está en los 166 m del puente de Saratov, sobre el Volga, en Rusia, aunque se proyectó en el año 1966 un puente para el Concurso del Gran Belt, con vanos de 325,00 para construir por este sistema.

Las condiciones de competencia entre ambos están sujetas principalmente a las circunstancias técnicas de cada país, que dependen a su vez de la experiencia y maquinaria que posean las Empresas Constructoras del mismo. En las condiciones actuales proyectar un puente de cualquier luz es relativamente simple, basta tener información de todo lo construido y experiencia personal en construcción, lo cual puede sustituirse hasta cierto punto por audacia. Pero como ya hemos dicho en otras ocasiones de nada sirve proyectar un puente de un cierto tipo si no existen Empresas Constructoras que vayan a construirlo.

591 - 8 - 12

piezas prefabricadas para aparcamientos

J. CALAVERA
B. GOMEZ SEDANO

1. CARACTERISTICAS DE LAS PIEZAS (por J. Calavera Ruiz)

Las piezas prefabricadas, pretensadas con alambres adherentes, que se describen a continuación, se han empleado en la construcción de seis aparcamientos realizados últimamente en Madrid. Montalbán, Felipe II, Plaza de España, Velázquez, Fuencarral y Plaza de las Cortes.

La construcción de aparcamientos plantea problemas que incluyen condiciones muy favorables a la prefabricación, y especialmente a la prefabricación en hormigón pretensado:

a) Gran rapidez de construcción, ya que son obras en plena ciudad y su construcción suele entrañar perturbaciones graves al tráfico.
b) Luces y cargas relativamente grandes.
c) Repetición en gran número de las mismas piezas.

De los seis aparcamientos citados, los tres primeros son estructuralmente idénticos. En ellos se ha adoptado la solución de pórticos de hormigón armado con sección en T invertida y dispuestos paralelamente, con luces y separaciones del orden de 7,50 a 8,00 m. Sobre las alas de la T invertida y cubriendo el espacio entre pórticos se disponen las piezas prefabricadas que tienen sección en TT (figs. 1 y 2).

El aparcamiento de Plaza de España es de planta rectangular con longitud de lados del mismo orden. Los de Montalbán y Felipe II son de planta alargada. En el primer caso la planta superior soportaba un relleno de tierra de 2 m y en los otros dicha planta fue proyectada para soportar un firme asfáltico y los trenes de sobrecarga núms. 1 y 2 del M.O.P. En los tres casos se empleó una sección TT con 0,70 m de ancho y 0,60 m de canto (figura 3). Las piezas pesaban 3 Tm y estaban pretensadas con 51 alambres de ∅ 4,25 milímetros verticalmente yuxtapuestos por parejas. Para las plantas intermedias se empleó una sección TT de 1,00 m de ancho y 0,40 m de canto (fig. 4). El peso de cada pieza era de 2,2 Tm, y estaban pretensadas con 23 alambres de ∅ 4,25 mm.

De cada tipo de pieza se ensayaron seis, muestreadas al azar, en el Laboratorio de Intemac. S. A. El ensayo tenía por objeto comprobar los coeficientes de seguridad a rotura por flexión y corte, y a fisuración, y en general la adecuación de las piezas a las hipótesis de proyecto. Las fotografías 5 y 6 representan distintos aspectos de los ensayos.

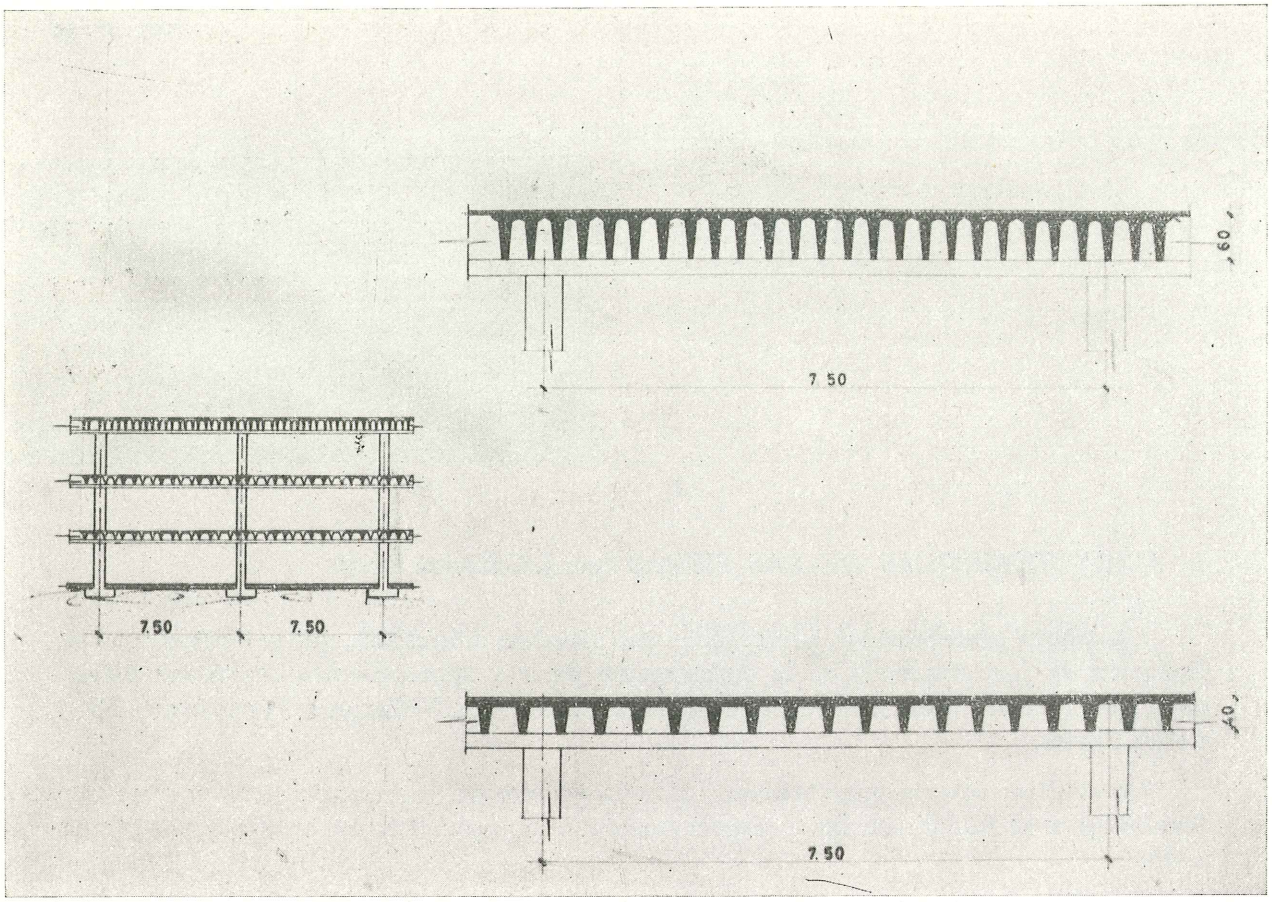
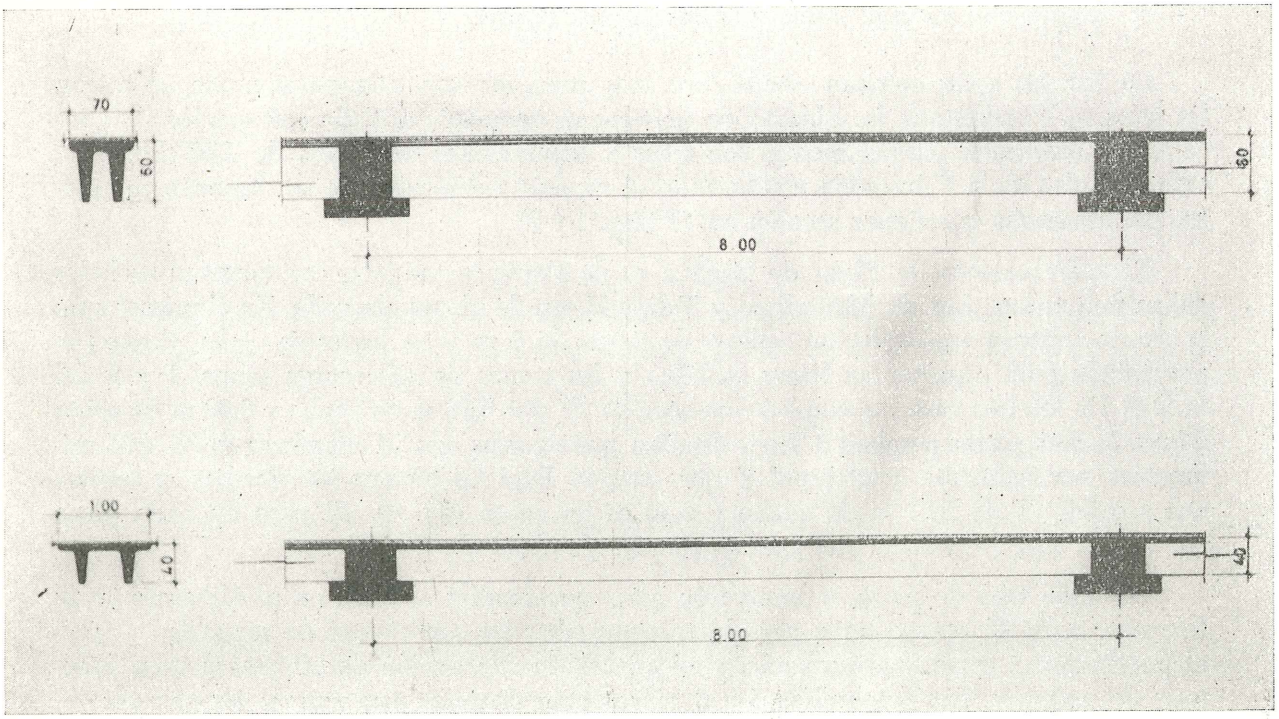


Figura 1.

Figura 2.



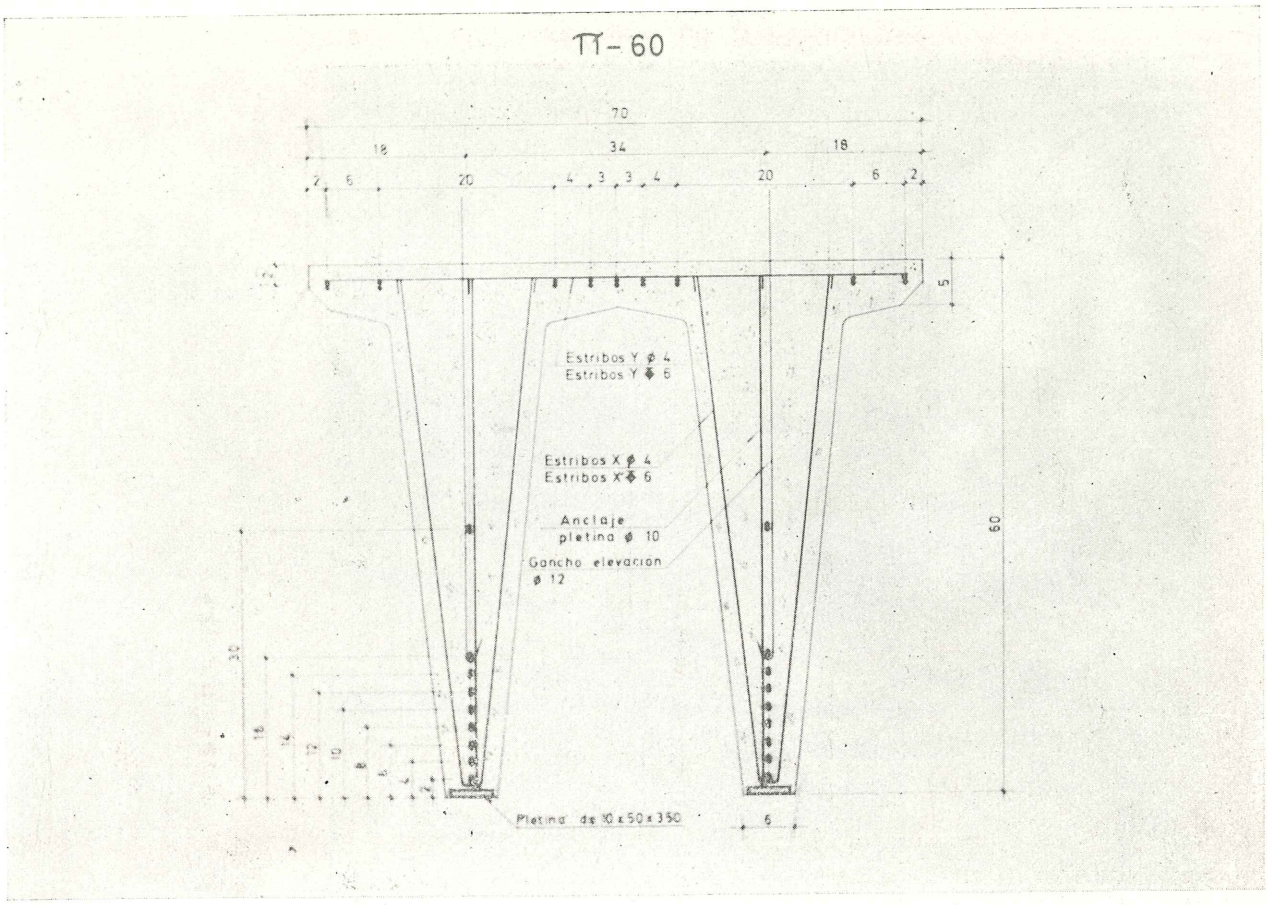
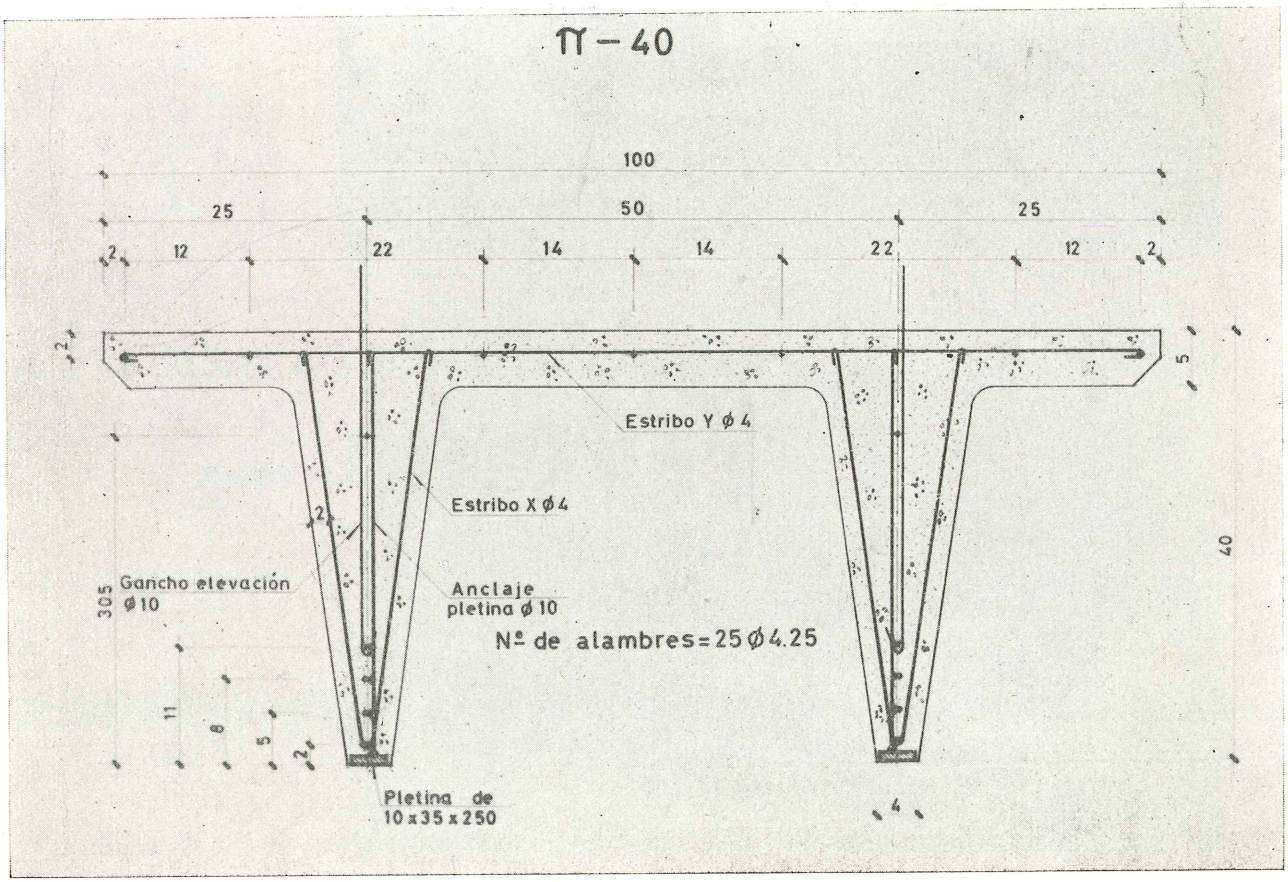


Figura 3.

Figura 4.



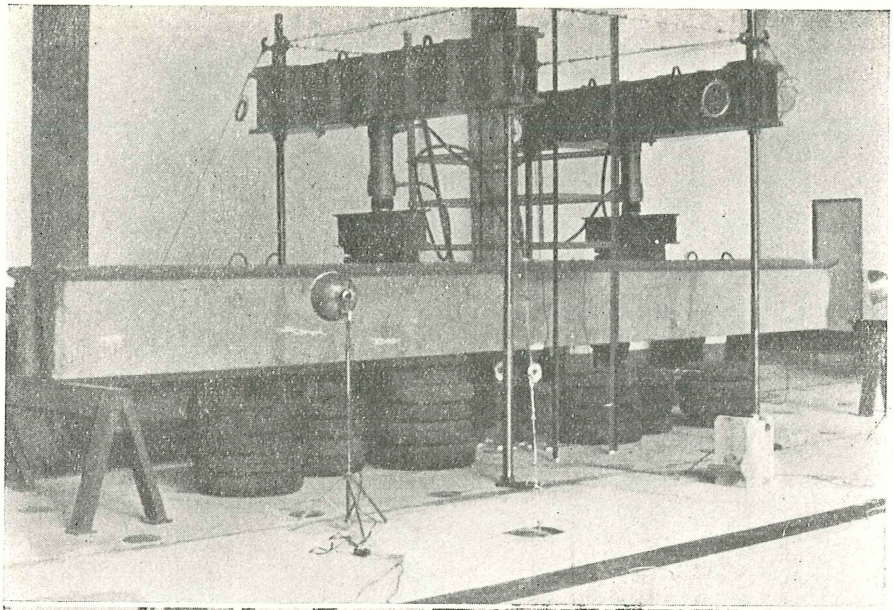


Figura 5.

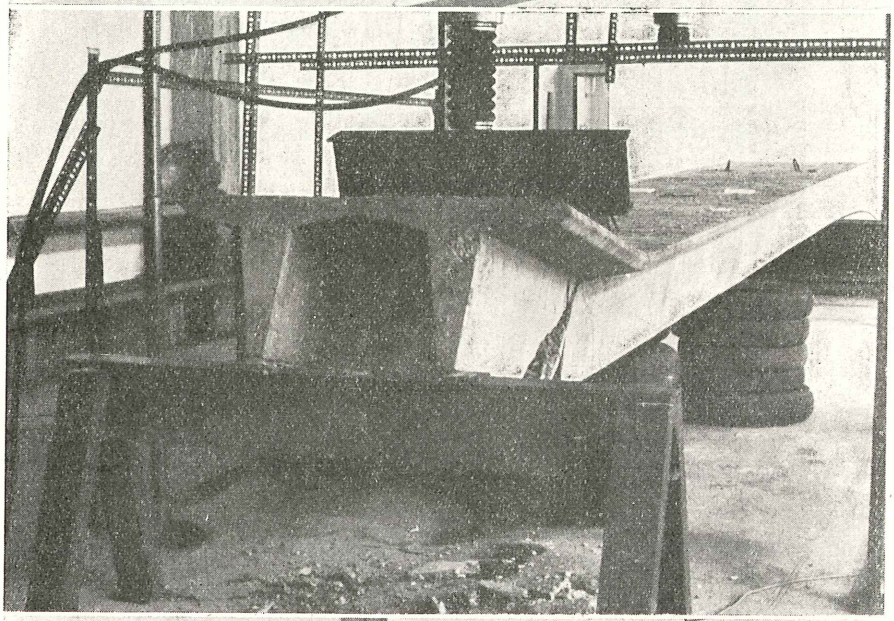


Figura 6.

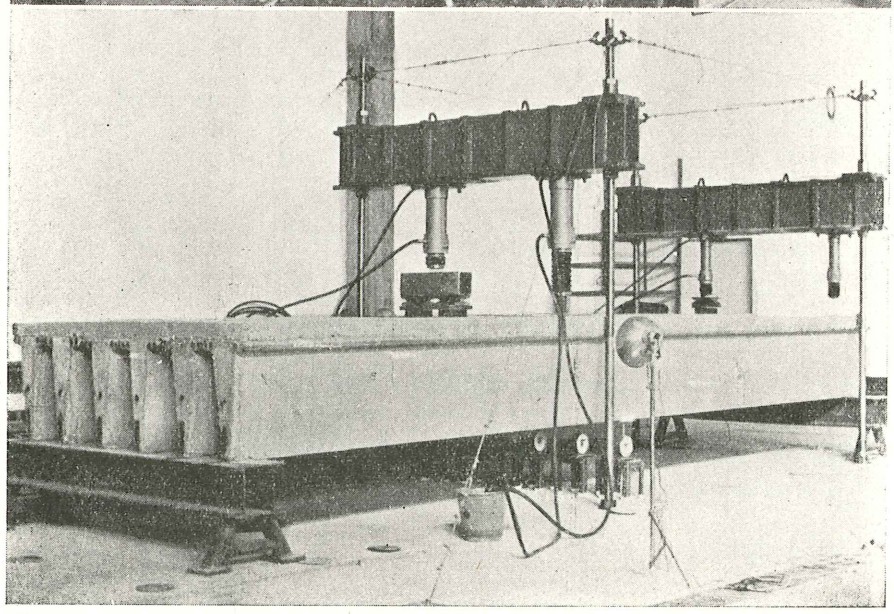


Figura 7.

Un caso especial se presentó con las piezas de las plantas superiores de los aparcamientos de Felipe II y Montalbán. Se emplearon en ellos las mismas piezas proyectadas para el de Plaza de España, no previstas para cargas de tráfico. En Felipe II y Montalbán se dispuso sobre ellas una capa de hormigón de 8 cm de espesor, ligeramente armada. Con objeto de comprobar la capacidad de reparto de esta losa se realizó un ensayo sobre un conjunto de tres piezas sobre las que se hormigonó en el laboratorio la losa de reparto (fig. 7). Sobre el conjunto se materializaron diversas posiciones de carga de rueda, aplicadas mediante unas piezas elípticas de goma que reproducían la forma pésima de una huella de neumático (fig. 8). El comportamiento fue satisfactorio y para conseguir la rotura del con-

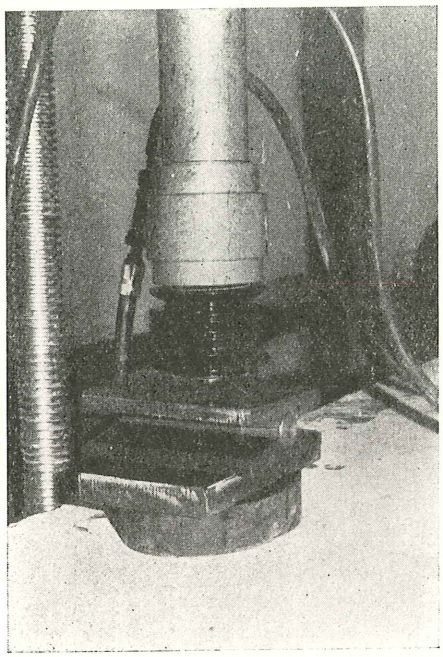


Figura 8.

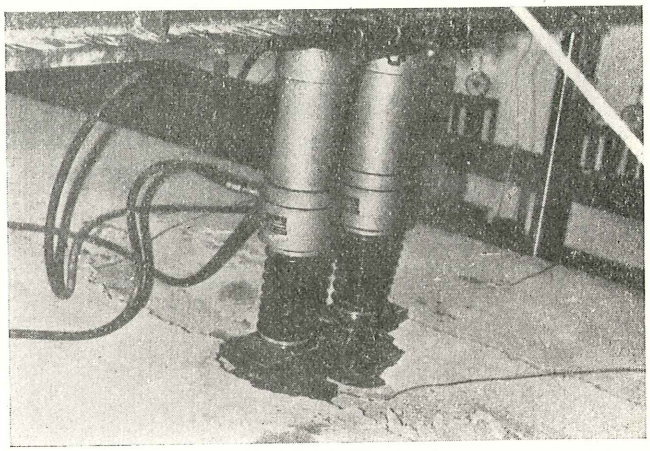


Figura 9.

junto se simuló un par de ruedas gemelas aumentando la carga hasta conseguir la rotura. Esta se produjo por corte de la losa sobre la pieza central (fig. 9). La figura 10 representa la distribución de flechas en la sección central que es en la que se aplicó la carga de rotura. Puede apreciarse, en los últimos escalones de carga, cómo el fallo por corte de la losa, transfiere la carga a la pieza central hasta provocar su rotura, así como las pequeñas flechas alcanzadas en prerotura y el excelente reparto en condiciones de servicio.

El aparcamiento de Velázquez presenta también una solución de vigas en TT, pero con luces mucho mayores (fig. 11) y un peso por pieza de 32 Tm. Las figuras 11 y 12 indican la sección transversal y longitudinal del aparcamiento y la figura 13 la sección transversal de la pieza en TT con un ancho de 2,50 m y canto de 1,20 m. La sección se pretensó con 232 ∅ 4 mm. Sobre las piezas se dispuso una losa armada, hormigonada *in situ* de 15 cm. de espesor. La construcción de este aparcamiento fue iniciada por los muros laterales, sin realizar la excavación general. Posteriormente se realizó una excavación general de aproximadamente 1,50 m de profundidad, se colocaron las piezas y se hormigonó la losa *in situ,* abriendo seguidamente la calle al tráfico. A continuación, y excavando en túnel, se construyeron las restantes plantas con pilares intermedios y forjados hormigonados *in situ.*

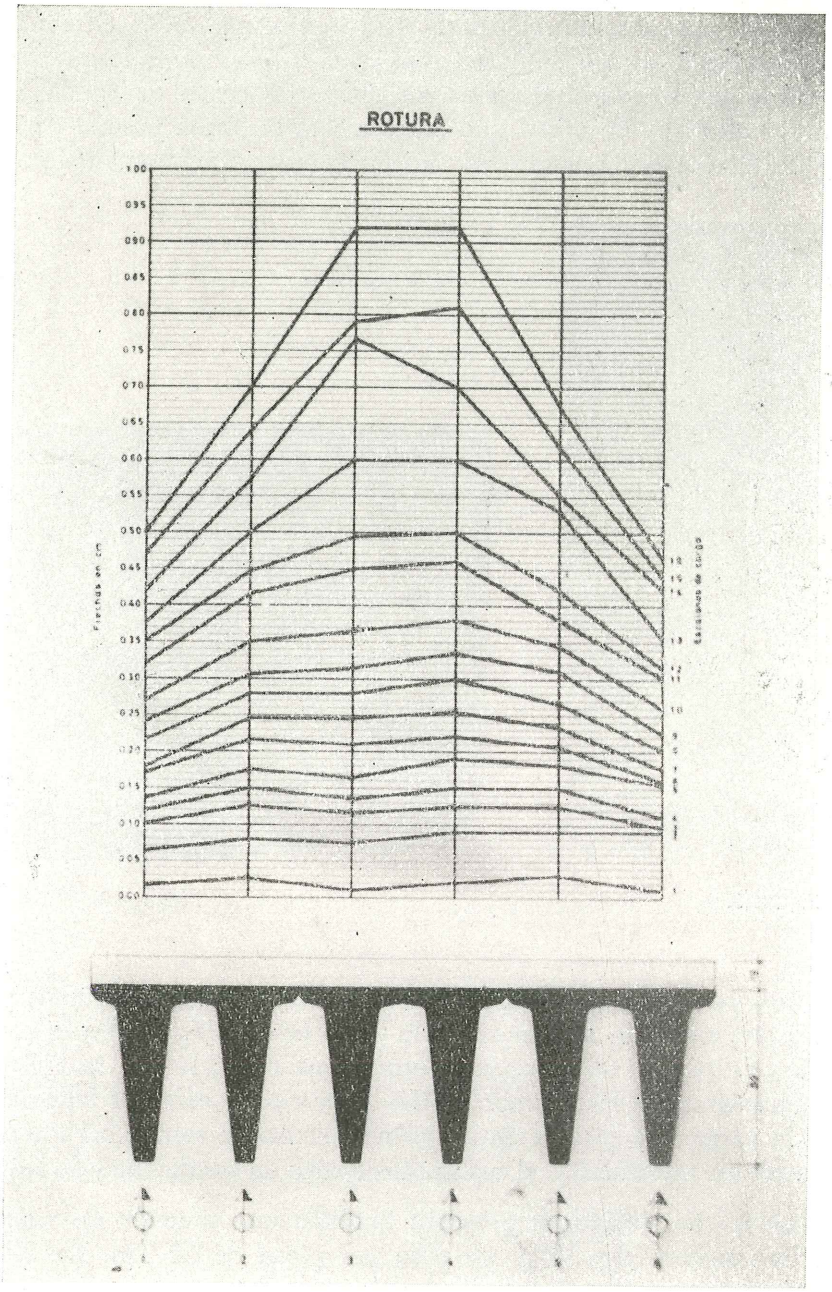


Figura 10.

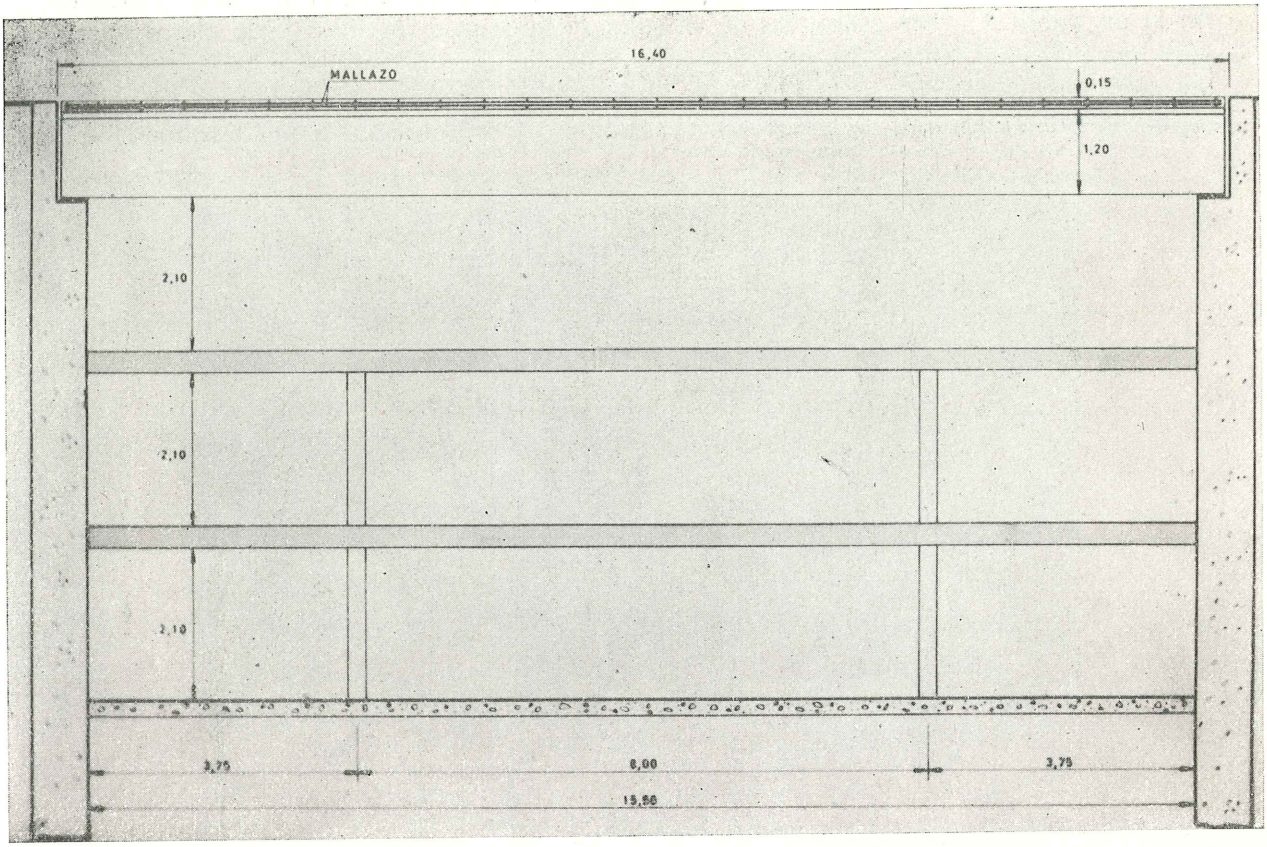
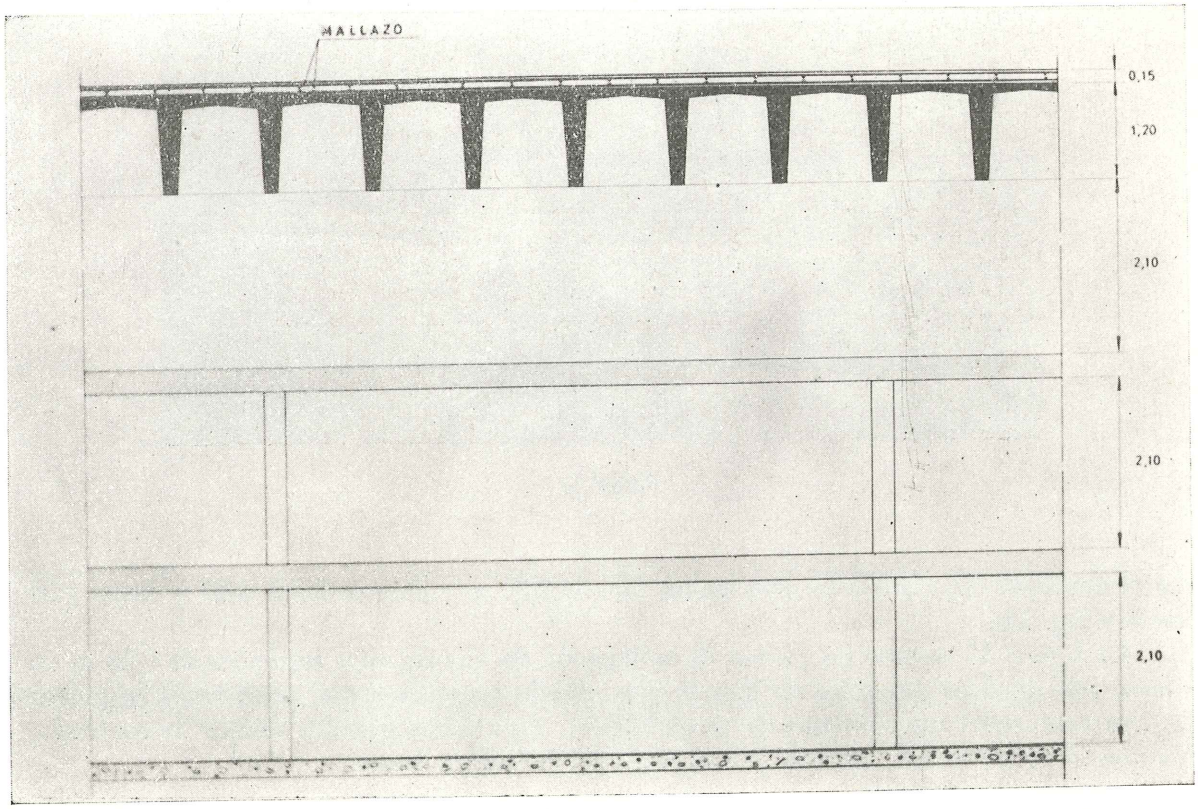


Figura 11.

Figura 12.



La solución de vigas con sección TT se ha revelado como muy interesante. Aunque desde un punto de vista estrictamente mecánico constituyen secciones poco convenientes para una pieza con armaduras pretesas, ya que su módulo resistente superior es del orden del doble que el inferior, su facilidad de fabricación y el gran espacio cubierto en planta las hacen interesantes en conjunto. Esta ventaja crece con el ancho y por este motivo se

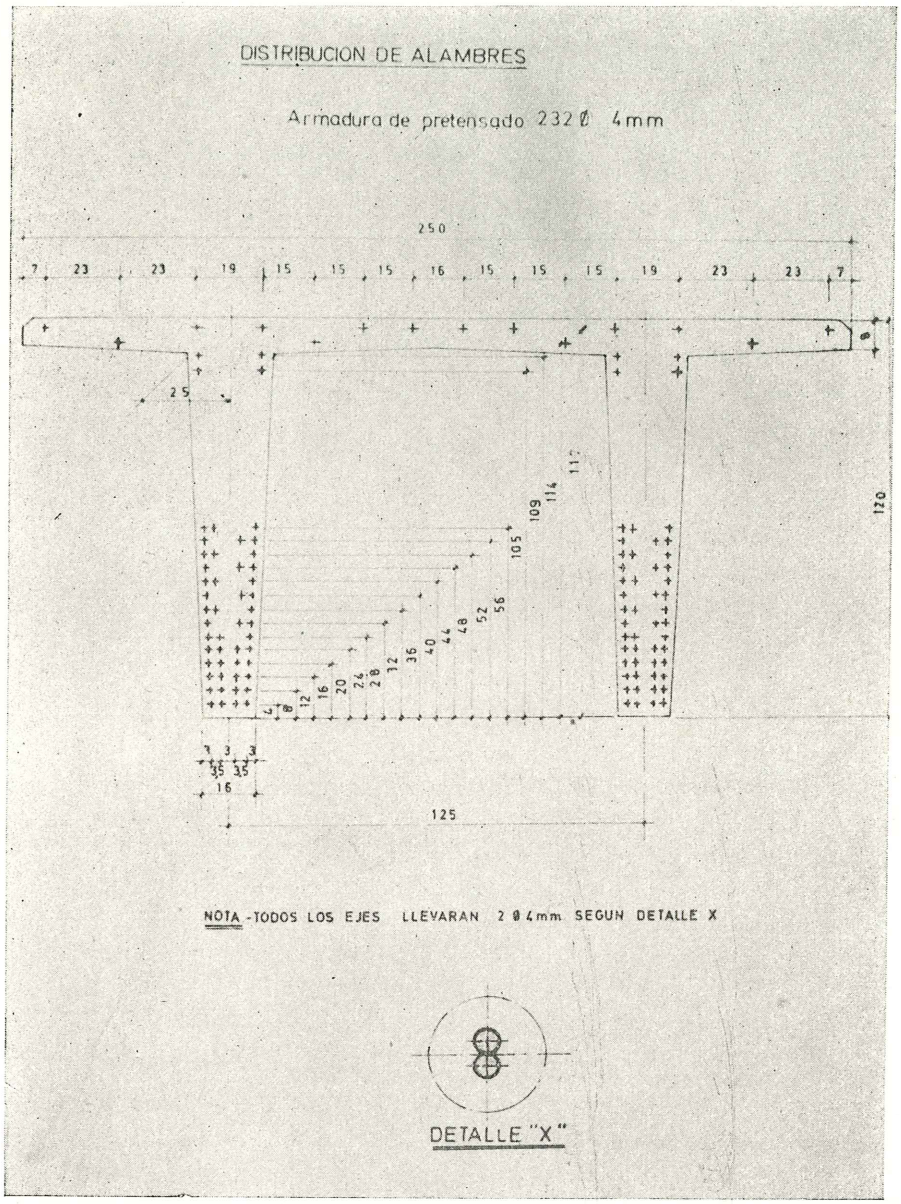


Figura 13.

ha normalizado una colección con ancho fijo de 2,50 m y cantos desde 0,20 m hasta 1,20 metros (fig. 14).

La figura 15 resume las curvas de utilización de una de estas secciones de 0,25 m de canto, con diversos espesores de losa *in situ*. Puede observarse que para luces pequeñas la losa representa un aumento de posibilidades. Para luces grandes ocurre lo contrario, ya que la pieza queda agotada por el peso del hormigón fresco.

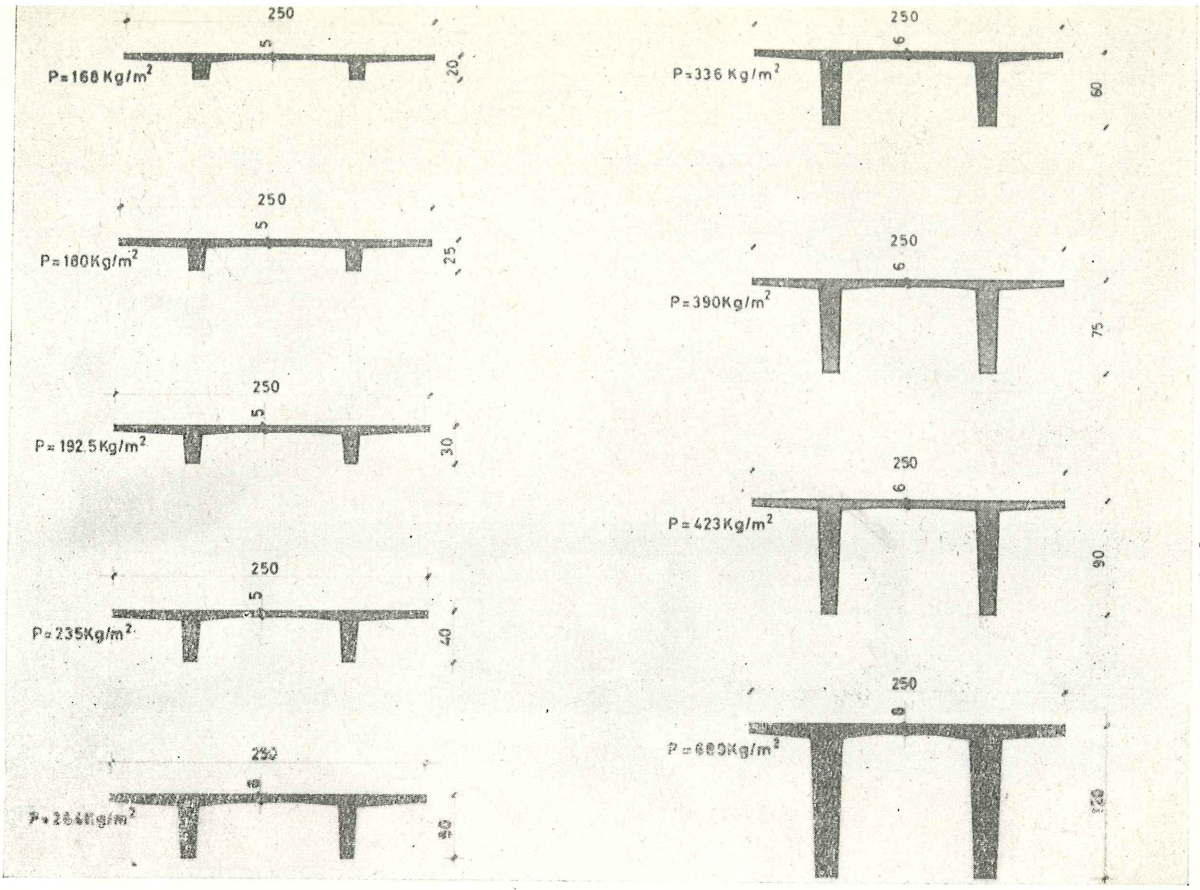


Figura 14.

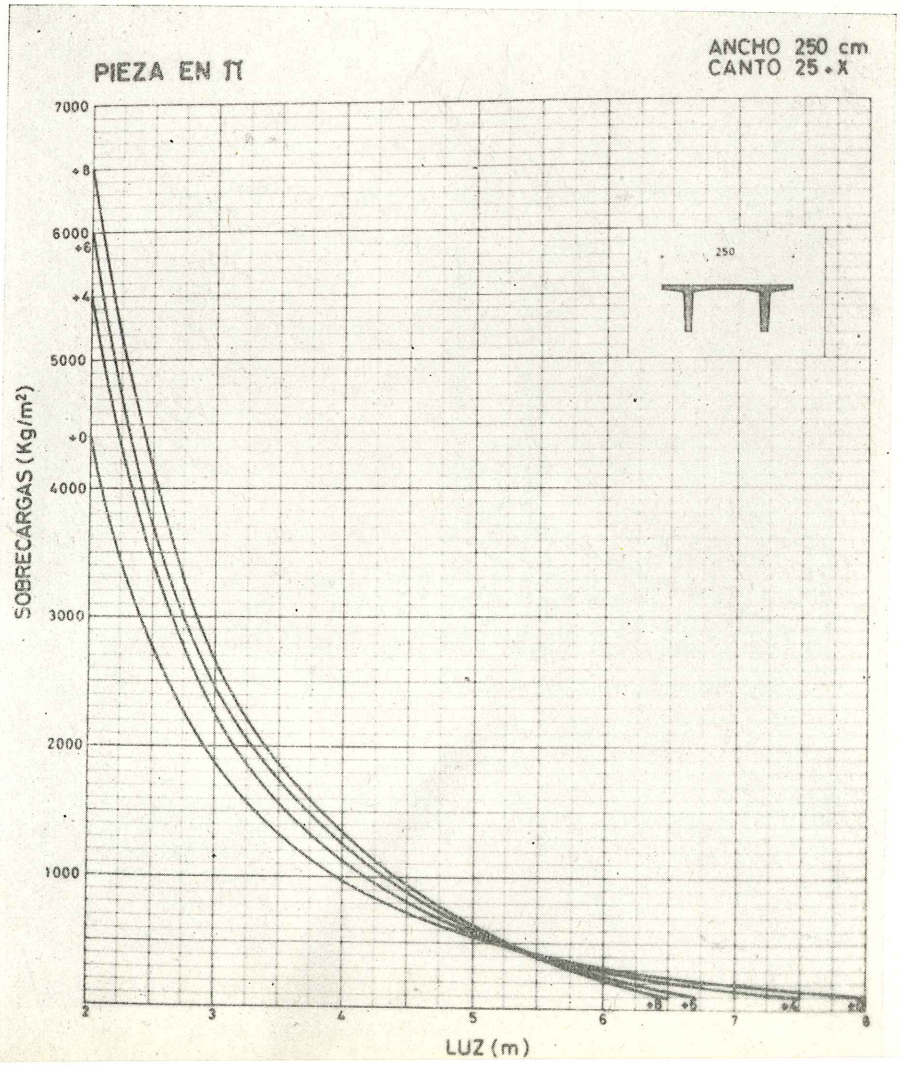


Figura 15.

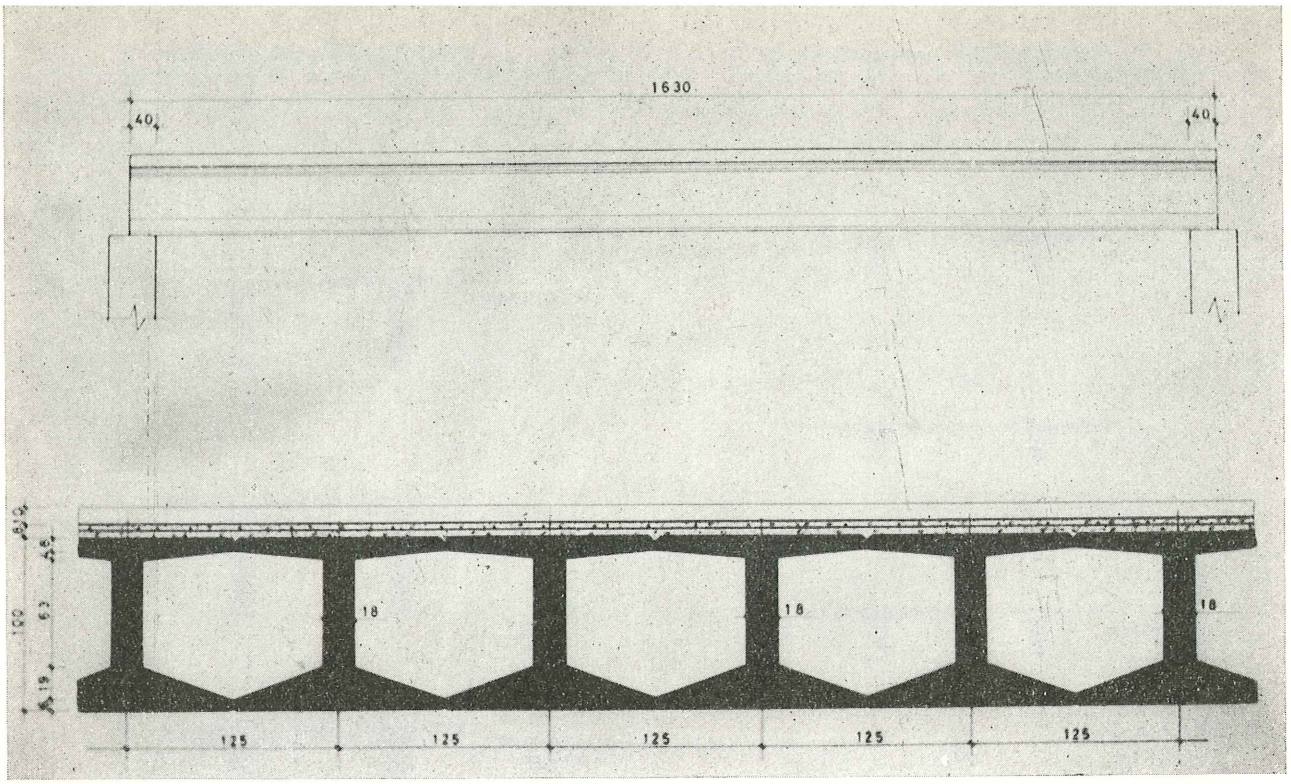


Figura 16.

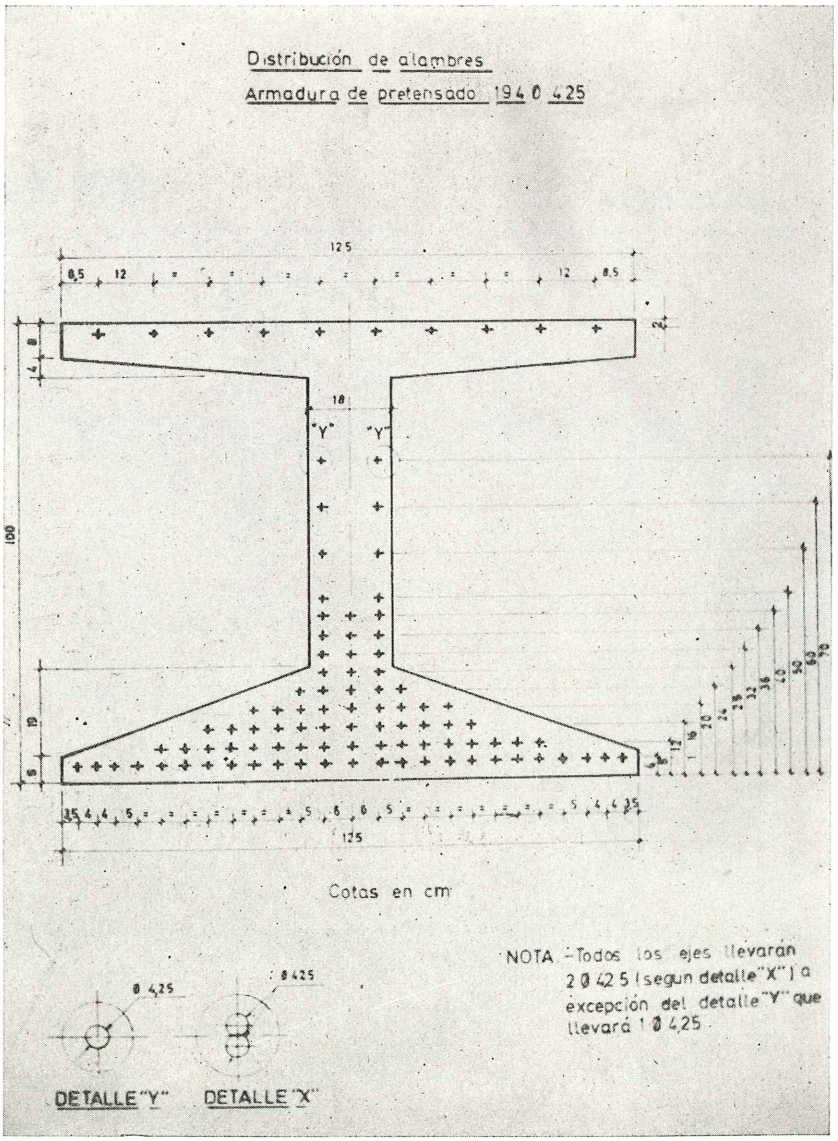


Figura 17.

En los aparcamientos de Fuencarral y Plaza de las Cortes, se adoptó una solución análoga a la de Velázquez, pero con vigas de sección I (figs. 16 y 17). Intencionadamente se adoptaron secciones con las alas inferiores adosadas para proporcionar un techo liso. El ancho de piezas fue de 1,25 m y el canto de 1,00 m. Las piezas se pretensaron con 194 ∅ 4,25 mm. Estos dos aparcamientos se construyeron antes que el de Velázquez y, posteriormente, se comprobó la ventaja económica de las vigas con sección TT.

En todas las piezas se empleó hormigón con resistencia característica de 200 kg/cm² al destesar (lo que se hacía a las dieciséis horas del hormigonado) y de 350 kg/cm² a veintiocho días.

Los alambres empleados eran de 180 kg/mm² de tensión de rotura en ∅ 4 mm y de 160 kg/mm² los de 4,25 mm. La tensión inicial fue del 73 por 100 de la de rotura y la máxima compresión en el hormigón al transferir fue de 133 kg/cm² (0,66 de la resistencia del hormigón en ese instante).

2. FABRICACION Y MONTAJE (por B. Gómez Sedano)

Pasamos a exponer aspectos referentes a la fabricación, transporte y montaje de las piezas analizadas.

Para los aparcamientos de Plaza de España, Felipe II y Montalbán, se fabricaron 15.000 m² de cubierta y 25.000 m² de plantas intermedias.

Las características de las piezas en TT de cubierta son (fig. 18):

Ancho	70 cm
Canto	60 cm
Longitud	750 cm
Peso	3.000 kg

Y de las plantas intermedias (fig. 19):

Ancho	100 cm
Canto	40 cm
Longitud	750 cm
Peso	2.200 kg

La fabricación se realizó en una mesa, cuya solera es una losa nervada, que trabajando a compresión, transmite los esfuerzos de una a otra cabeza (figs. 20 y 21).

Características de la mesa:

Largo	120 m
Ancho	10 m

Capacidad de tiro: 200 t/m l, es decir, 2.000 Tm en la mesa.

Las cabezas de anclaje son móviles y se pueden colocar, por tanto, a voluntad en el foso.

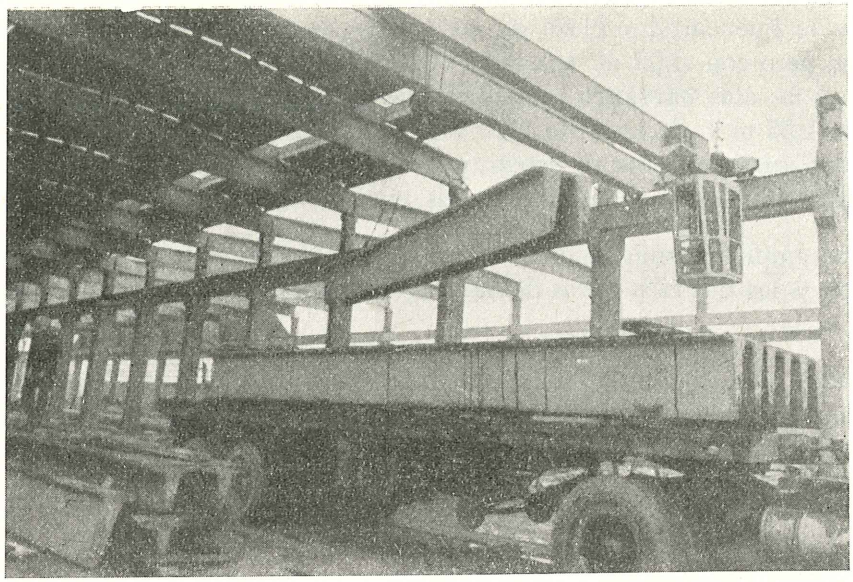


Figura 18.

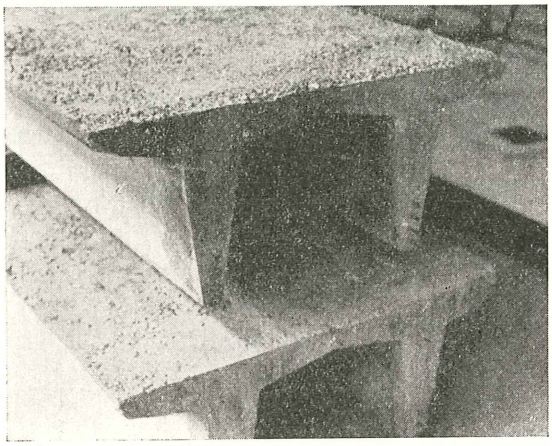
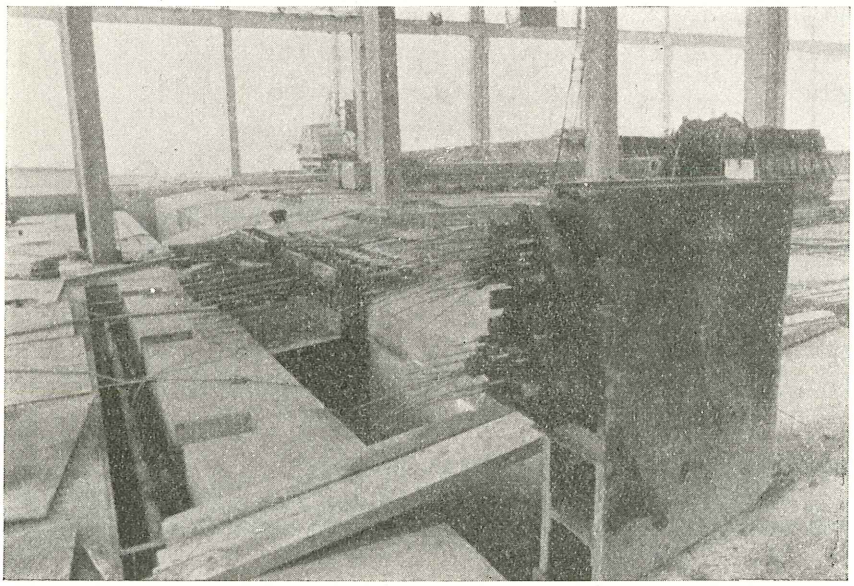


Figura 19.

Figura 20.



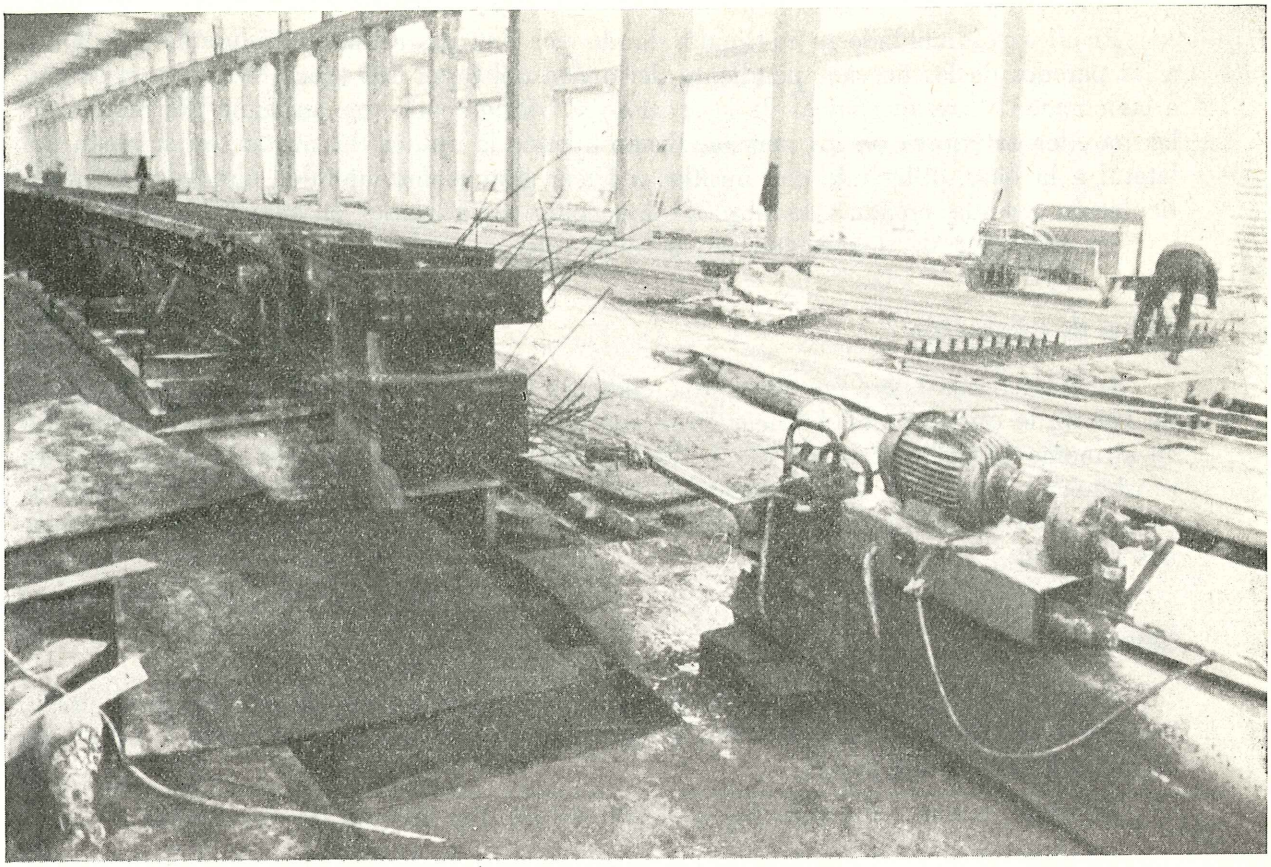


Figura 21.

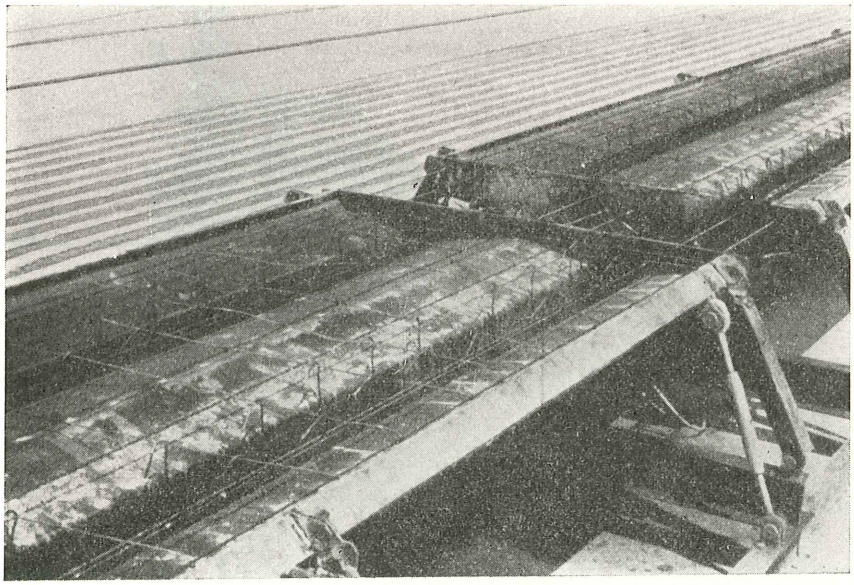


Figura 22.

Pasamos a hablar de los moldes.

El eficaz desmoldado se consiguió, dando por una parte una considerable pendiente a las paredes de los nervios; pendiente del orden del 6 por 100 (poco deseable en cuanto a las características mecánicas de la sección) y consiguiendo un despegue del molde, en las paredes exteriores de los nervios, disminuyendo la rigidez del mismo, en la unión del lateral a la base, obligando con husillos a hacer girar dichos laterales, alrededor de la articulación cerrada, creada a lo largo de la sección, cuya rigidez ha sido disminuida.

Un elemento de distanciamiento permite volver a colocar el molde alineado (fig. 22).

Ritmo de fabricación

Se fabricó una hilera por tipo y día, como ya hemos dicho la mesa tiene una longitud de 120 m, lo que permitió fabricar 15 piezas por día y tipo. La resistencia del hormigón en el momento del destensado fue $\geq$ 200 kg/cm^2 en probeta cilíndrica de 15×30. Esta resistencia se consiguió holgadamente en dieciséis horas, con curado al vapor. (Dosificación de cemento 375 kg de P-450/m^3. Granulometría continua conseguida con tres tamaños de áridos.)

Montajes

El montaje del aparcamiento de la plaza de España se realizó con dos grúas torre, que con brazo de 40 m movían 4 Tm. Estas grúas cogían la pieza del trailer y la ponían directamente en la estructura.

El ritmo máximo obtenido fue de 1.400 m^2 en una jornada de doce horas.

Cambió un poco el montaje de los aparcamientos de Felipe II y Montalbán, que se hizo con grúas automóviles y montando simultáneamente en ambas plantas, circulando la grúa y camiones sobre las piezas de cubierta, inmediatamente que se montaban (figs. 23 y 24).

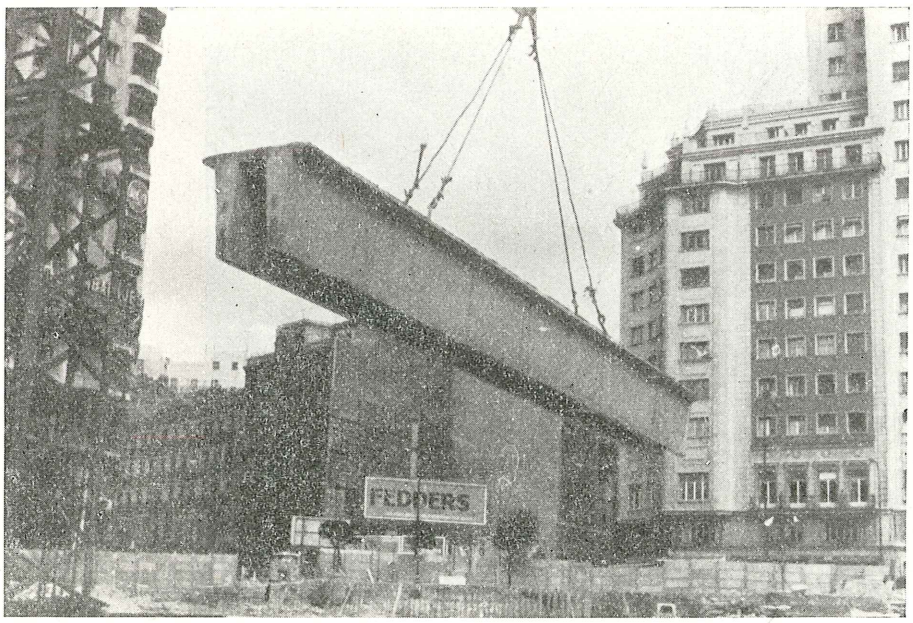


Figura 23.

El caso del aparcamiento de Velázquez, planteó problemas similares en cuanto a fabricación.

El tablero de este aparcamiento está constituido por unos 15.000 m² de piezas, de longitudes entre 16,30 y 16,90 m.

Peso	30.000 kg
Canto	120 cm
Ancho	250 cm



Figura 24.

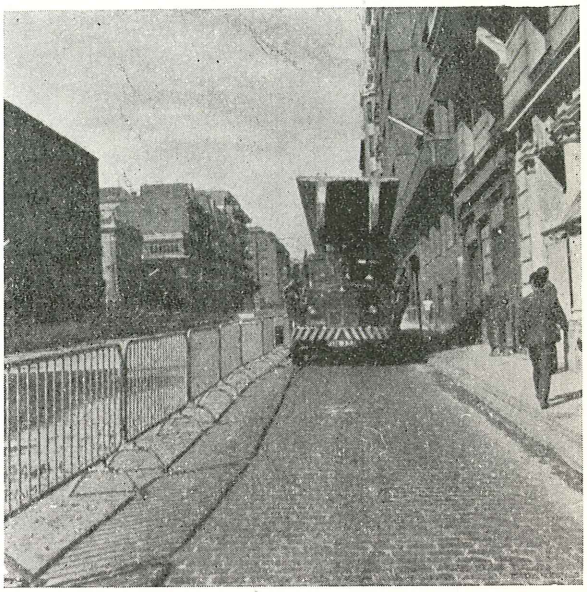


Figura 25.

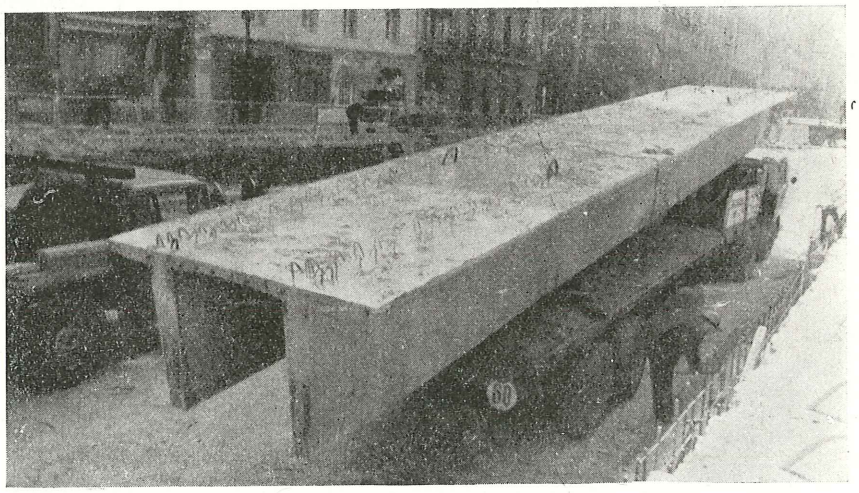


Figura 26.

La solución para los moldes fue un poco distinta de la de los aparcamientos de Plaza de España, siendo menor la pendiente de las paredes de los nervios y, despegándose con tensores, toda la superficie del molde, excepto la del fondo de los nervios.

Para el transporte fue necesario reforzar los chasis de los trailers, que normalmente están preparados para soportar cargas repartidas más o menos uniformemente (figs. 25 y 26).

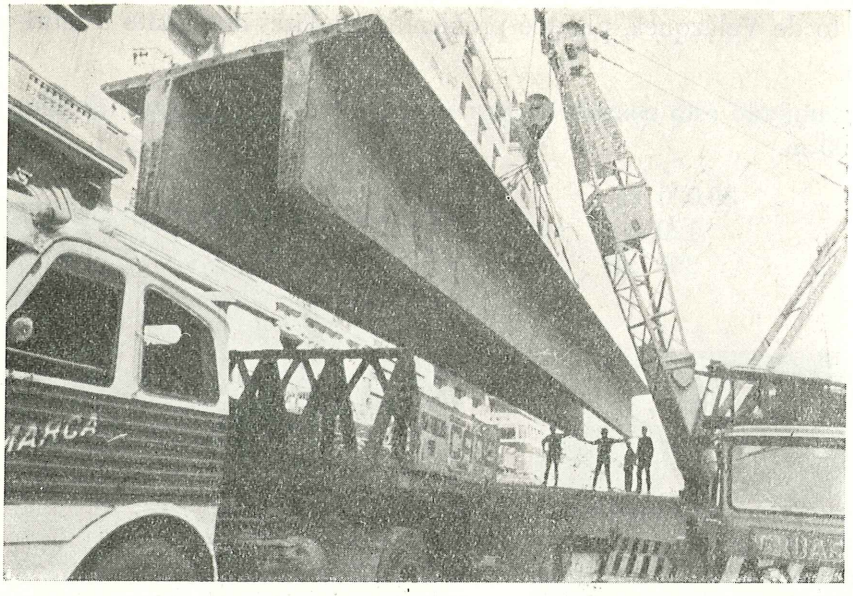


Figura 27.

Estas piezas, en su movimiento con las grúas y en el transporte en el trailer, sobre todo en la fase del desmoldeo, se mueven con voladizos de 4 a 5 m, dando lugar en dichas secciones a momentos flectores negativos cuyas tensiones de trabajo del hormigón son del mismo signo que las resultantes de la actuación del pretensado limitando, por tanto, la tensión máxima de armado de la pieza.

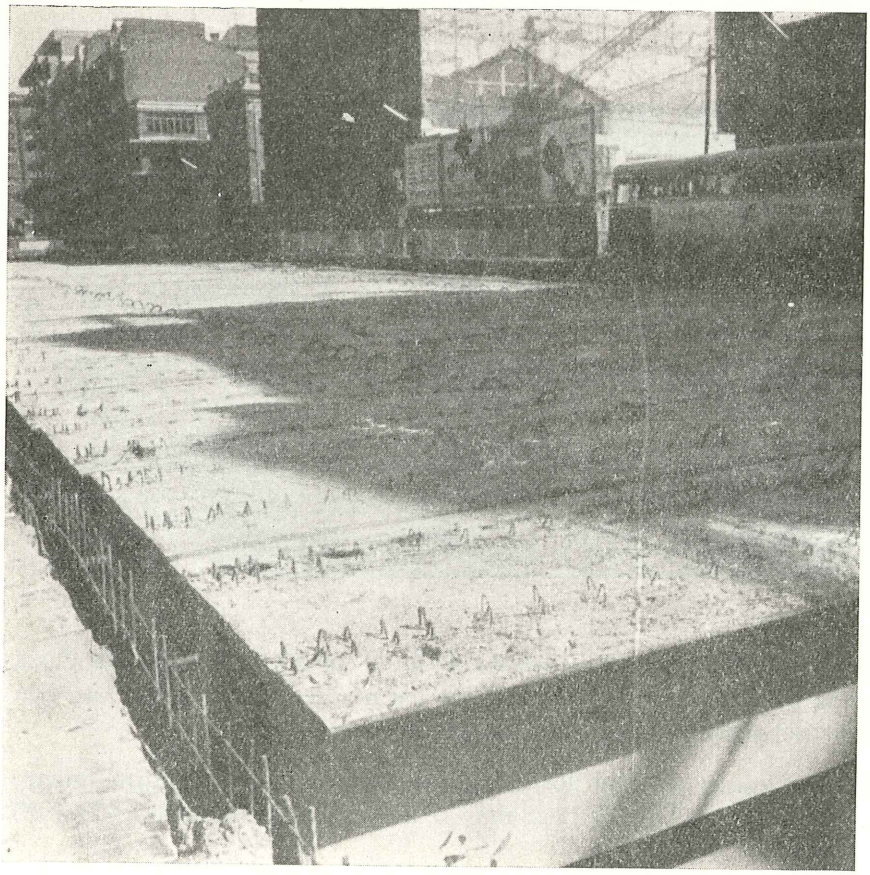


Figura 28.

POZO

El caso del montaje del aparcamiento de Velázquez, fue relativamente fácil, dada la topografía de la obra y que el montaje se realizó al nivel del suelo, pues se había excavado alrededor de sólo 30 cm más del nivel de apoyos. La grúa automóvil movía con facilidad las piezas sobre terreno con poco desnivel hasta unos 5 m de su eje de giro. Pero sus capacidades de carga se reducían considerablemente, si actuaba sobre rampas, y como consecuencia no podía acabarse de montar el aparcamiento, cuando no fuese posible prolongar la rampa más allá del final del mismo. Este problema se solucionó haciendo circular tanto los trailers, como la grúa, por encima de las mismas piezas que montaban, rodando no directamente sobre las piezas, sino sobre planchadas de reparto (fig. 27 y 28).

El ritmo de montaje medio fue de 2 piezas por hora, es decir, alrededor de los 80 metros cuadrados por hora.

En el caso de los aparcamientos de Cortes y Fuencarral, las piezas fueron fabricadas en moldes de tipo habitual (fig. 29).

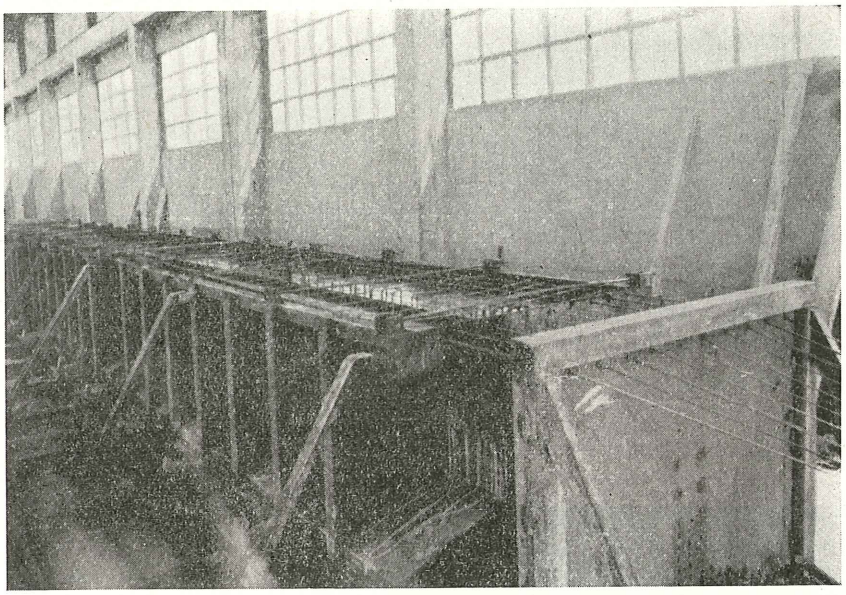


Figura 29.

Las características de las piezas eran:

Longitud	16,90 m
Peso	19,00 Tm
Ancho	1,25 m
Canto	1,00 m

En total se fabricaron 240 piezas en conjunto y el sistema de montaje fue análogo al empleado en Velázquez, aunque, naturalmente, más sencillo, debido al menor peso de las piezas (figs. 30 y 31).

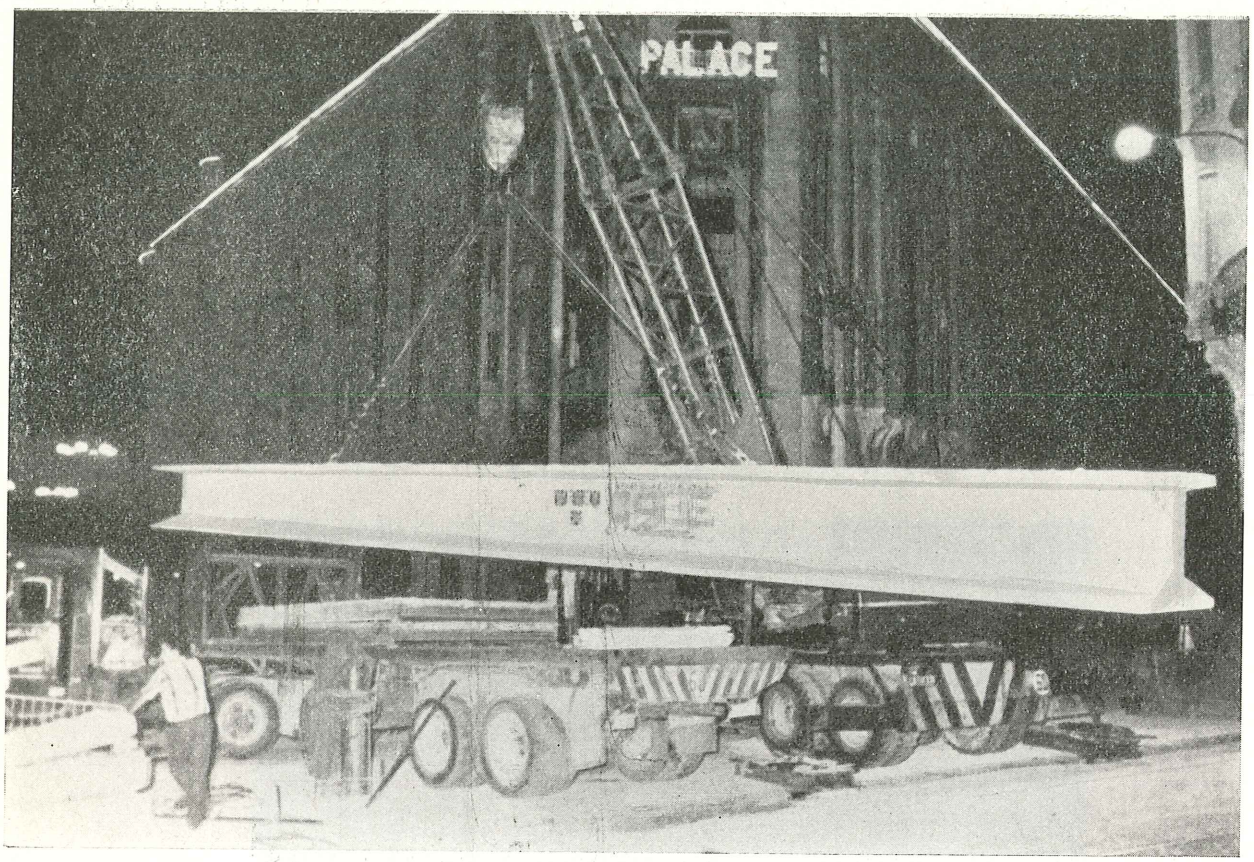


Figura 30.

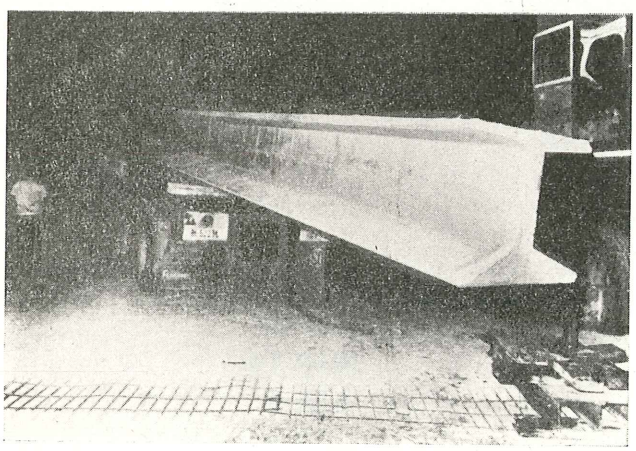


Figura 31.

NOTA.—Los aparcamientos de Plaza de España, Montalbán y Felipe II fueron proyectados por Typsa. Los de Velázquez, Fuencarral y Cortes, por Huarte y Cía. Las piezas pretensadas fueron proyectadas y construidas por Cade, S. A.

591 - 6 - 4

edificación picadero y garaje catasús

C. FERNANDEZ CASADO

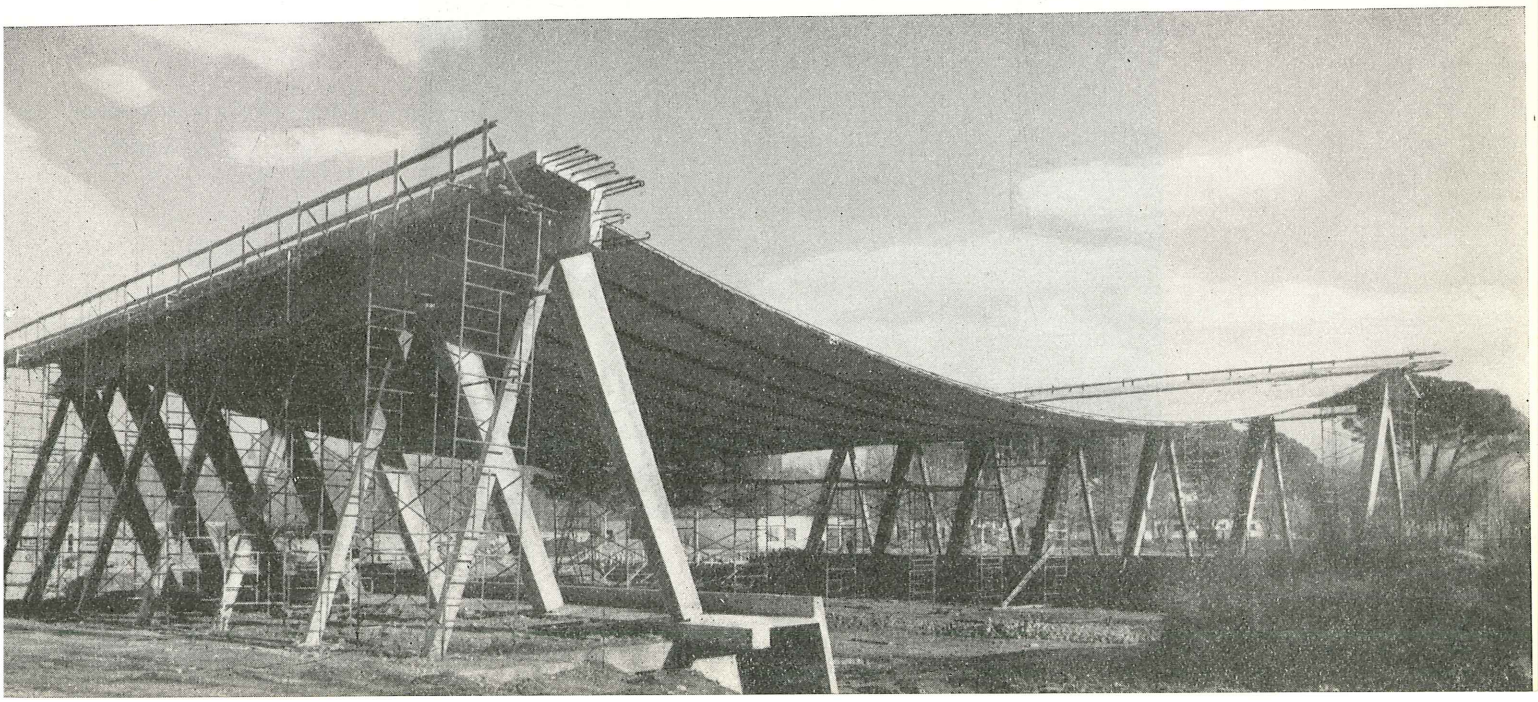
PICADERO CUBIERTO PARA LA SOCIEDAD HIPICA DEL CLUB DE CAMPO DE MADRID

Arquitecto: Jose Antonio Domínguez Salazar.
Ingeniero: Carlos Fernández Casado.
Empresa Constructora: Huarte y Cía.

La cubierta de este picadero tiene una planta rectangular de 70,00 × 40,00 perteneciendo al tipo de cubierta colgante pretensada sistema Dywidag. Su forma es de funicular de carga permanente con flecha creciente del centro a los apoyos (desde 2,60 a 3,00 m) para obtener un desagüe natural.

Va armada con dos sistemas de cables, que en realidad son parejas de barras Dywidag de 26 mm en la dirección transversal y de 14,5 mm en la longitudinal, sobre las cuales se encajan unas placas prefabricadas de 2,40 × 1,20 m² y 360 Kg, directamente apoyadas sobre ellas, cuyas juntas se rellenan después al mismo tiempo que unos nervios transversales donde se alojan las barras transversales que van por pares a una separación de 2,40 metros, mitad de la correspondiente a los cuchillos que soportan la cubierta. Las barras longitudinales quedan alojadas en unas acanaladuras que llevan las losas de cubierta.

Figura 1.



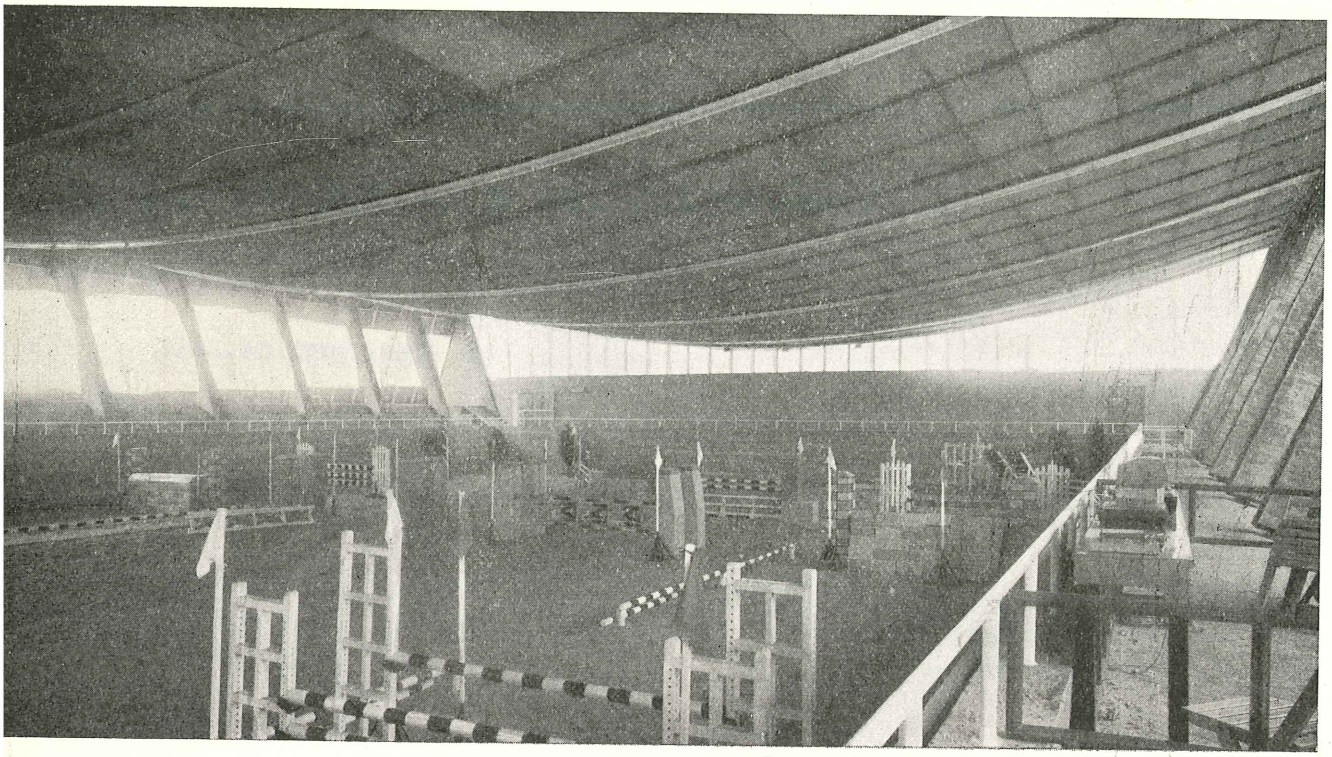


Figura 2.

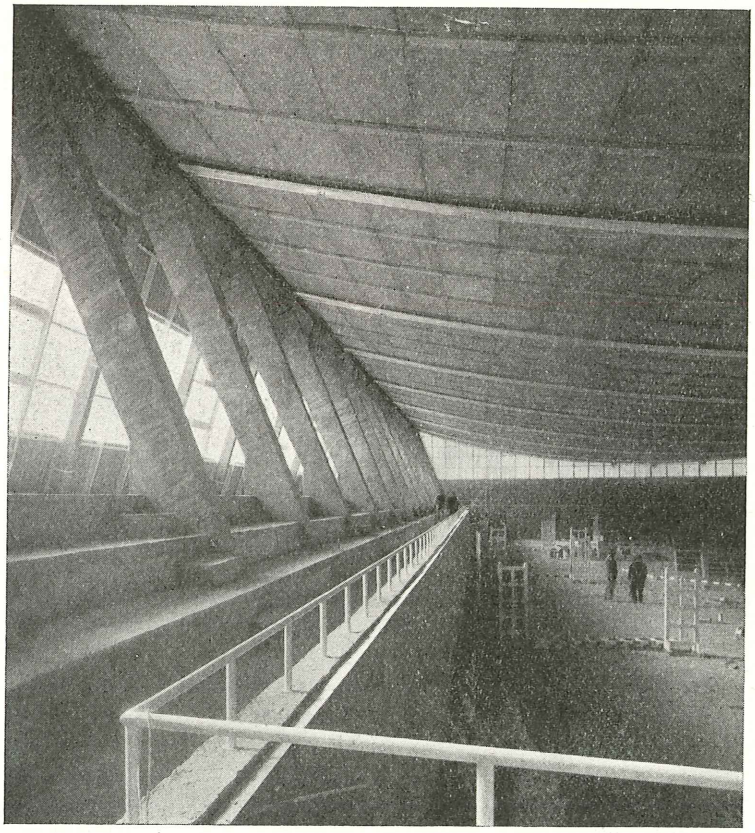


Figura 3.

Los cuchillos de sustentación están compuestos de dos piezas en ángulo, trabajando una a compresión excéntrica y otra a tracción para transmitir el peso y empuje que reciben de la cubierta. La pieza a tracción envuelve cuatro barras de 26 mm y la de compresión se pretensa en una zona donde la excentricidad del esfuerzo es importante con barras de este mínimo calibre.

Las cabezas de estos cuchillos se enlazan por una gran viga inclinada que arriostra a todas y recoge el empuje de la pareja de barras a mitad de distancia entre ellas.

La cimentación se efectúa sobre macizos de hormigón, tanto en la pieza de compresión como en la de tracción. Esta última podría haberse realizado con anclajes al terreno, pero en la época en que se comenzó la construcción no estaba la técnica correspondiente arraigada en nuestro país.

La impermeabilización se lleva a cabo con una tela Butirol y el aislamiento térmico y acústico con corcho. La superficie se pintó de aluminio.

El pretensado se llevó a cabo cuando se había colocado toda la carga permanente, con lo cual las barras habían tomado la forma natural que les corresponde, dentro de la envoltura del hormigón que las protege. El pretensado logra poner en compresión este hormigón de tal modo que al ser traccionado por las sobrecargas variables, nieve principalmente, no perderá su acortamiento y, por consiguiente, no se agrietará y, además, la deformación variable será muy pequeña.

El edificio con tribuna de cuatro gradas en uno de los lados mayores, se cierra con cristal y uralita y tiene anejo un cuerpo de bar, vestuarios y cafetería.

Se inauguró en otoño de 1968.

CUBIERTA PARA EL GARAJE CATASÚS EN BARCELONA

Arquitecto: J. A. Coderch.
Ingenieros: Carlos Fernández Casado y Francisco Abollado.
Empresa Constructora: Huarte y Cía.

La estructura es análoga a la de la cubierta de la estación de trolebuses de Madrid, aunque aquí la arcada de arco atirantado se triplica en una cierta zona y la luz se reduce a 36,00 m.

La innovación ha consistido en este caso en utilizar para el tirante barras de acero Dywidag, con sus empalmes por manguito y sus anclajes de extremidad, lo cual ha simplificado la ejecución del mismo, y ha permitido al final pretensar el hormigón de protección evitando toda tracción en el mismo. Se prefabrican los arcos y vigas longitudinales, se montaron aquéllos como pares de vigas de la mitad de la luz, para convertirlos en arco al empalmar el tirante, mediante uno de los manguitos Dywidag, y se actuó mediante el gato en una extremidad para situar el conjunto en su debida posición fijando la posición de una de las extremidades y la flecha.

Todos los redondos de péndolas y tirantes se anegaron en hormigón contenido por tubos y medios tubos de uralita (esto era una condición muy importante para la póliza de seguros de incendios) y, por último, este hormigón se pretensó volviendo a actuar con el gato en el anclaje de la extremidad móvil, acortando lo suficiente para superar a los alargamientos que ha de tomar el tirante compuesto acero-hormigón, por actuación de sobrecargas.

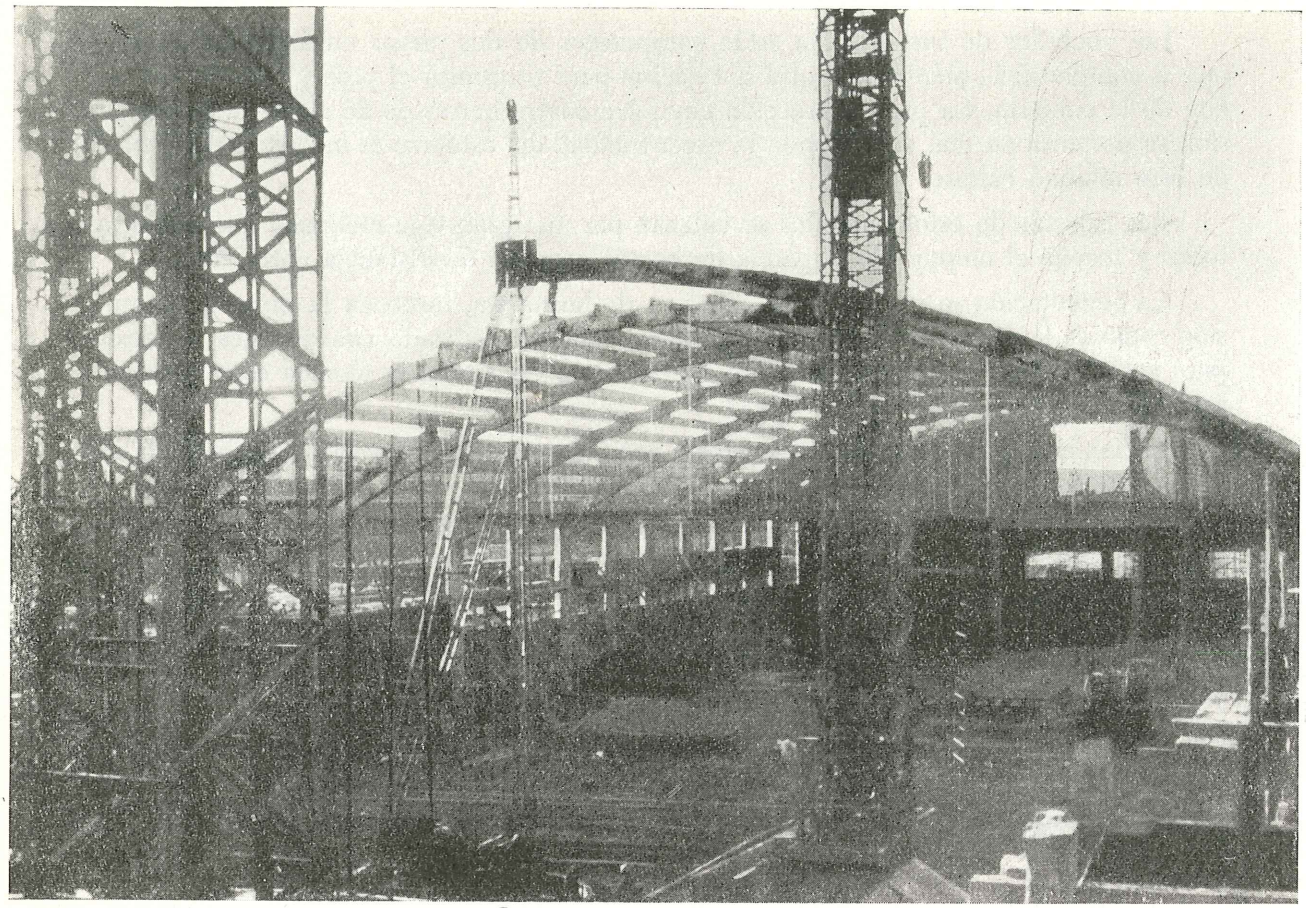
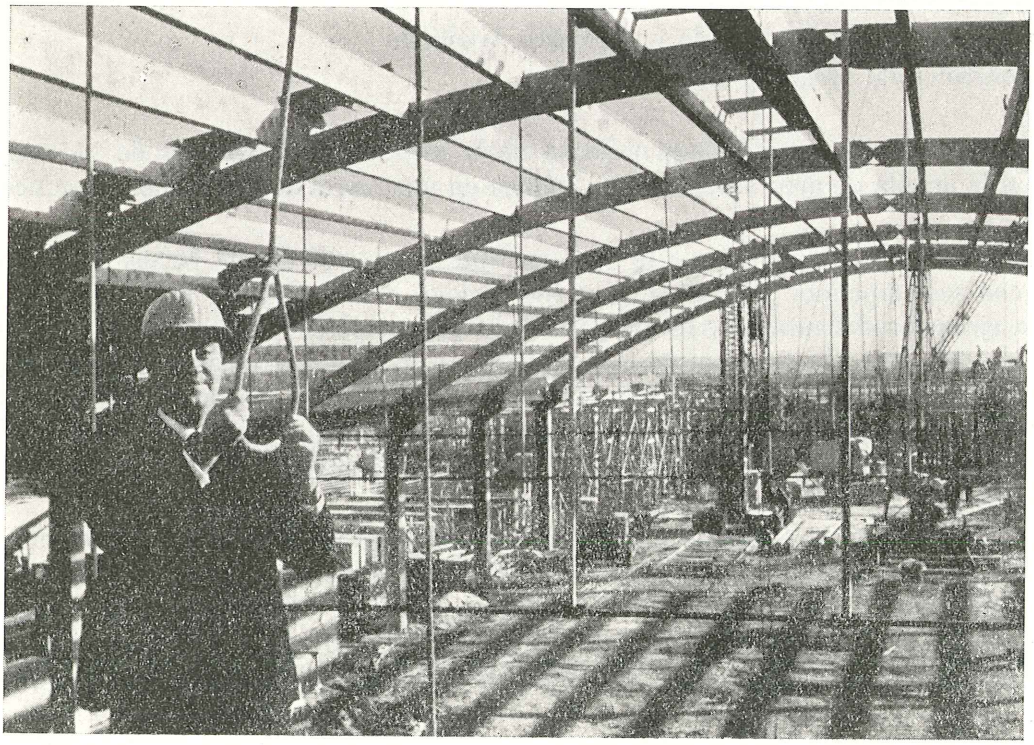


Figura 4.

Figura 5.



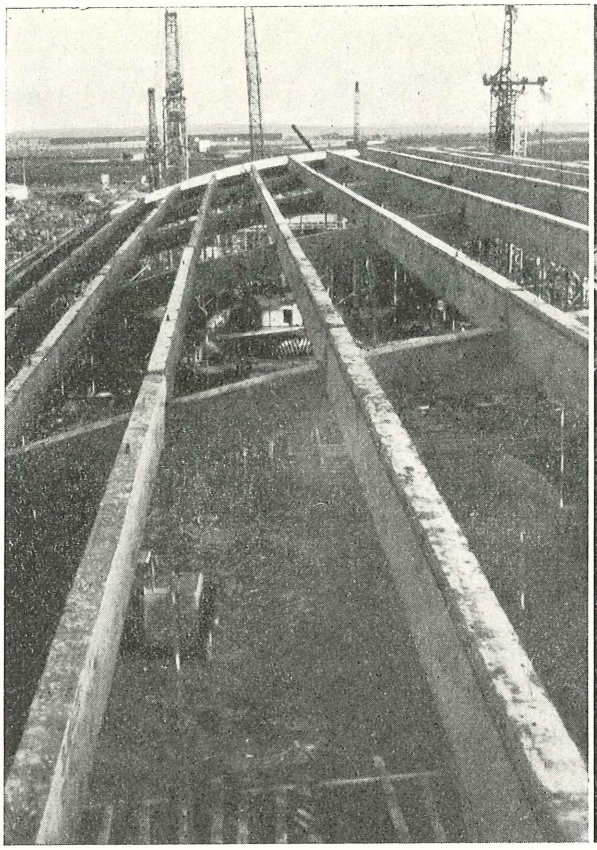


Figura 6.

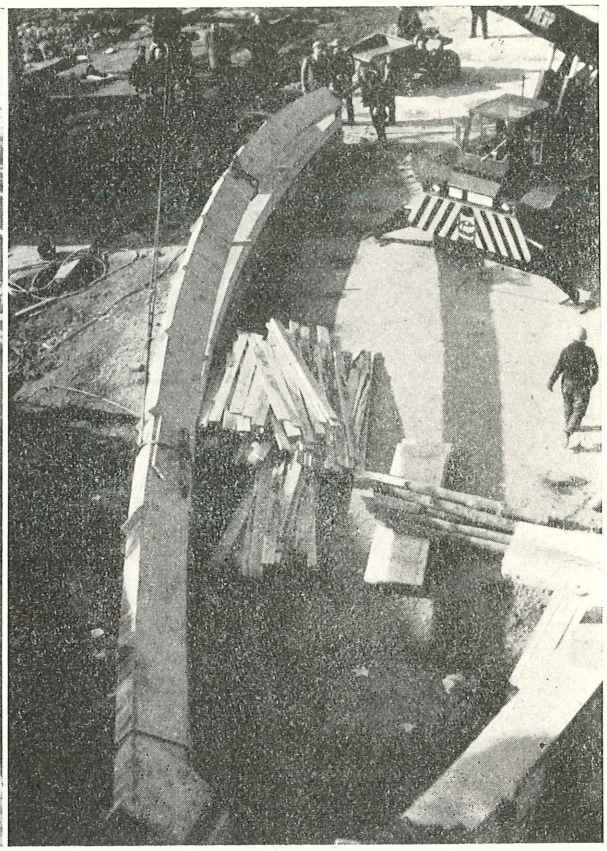
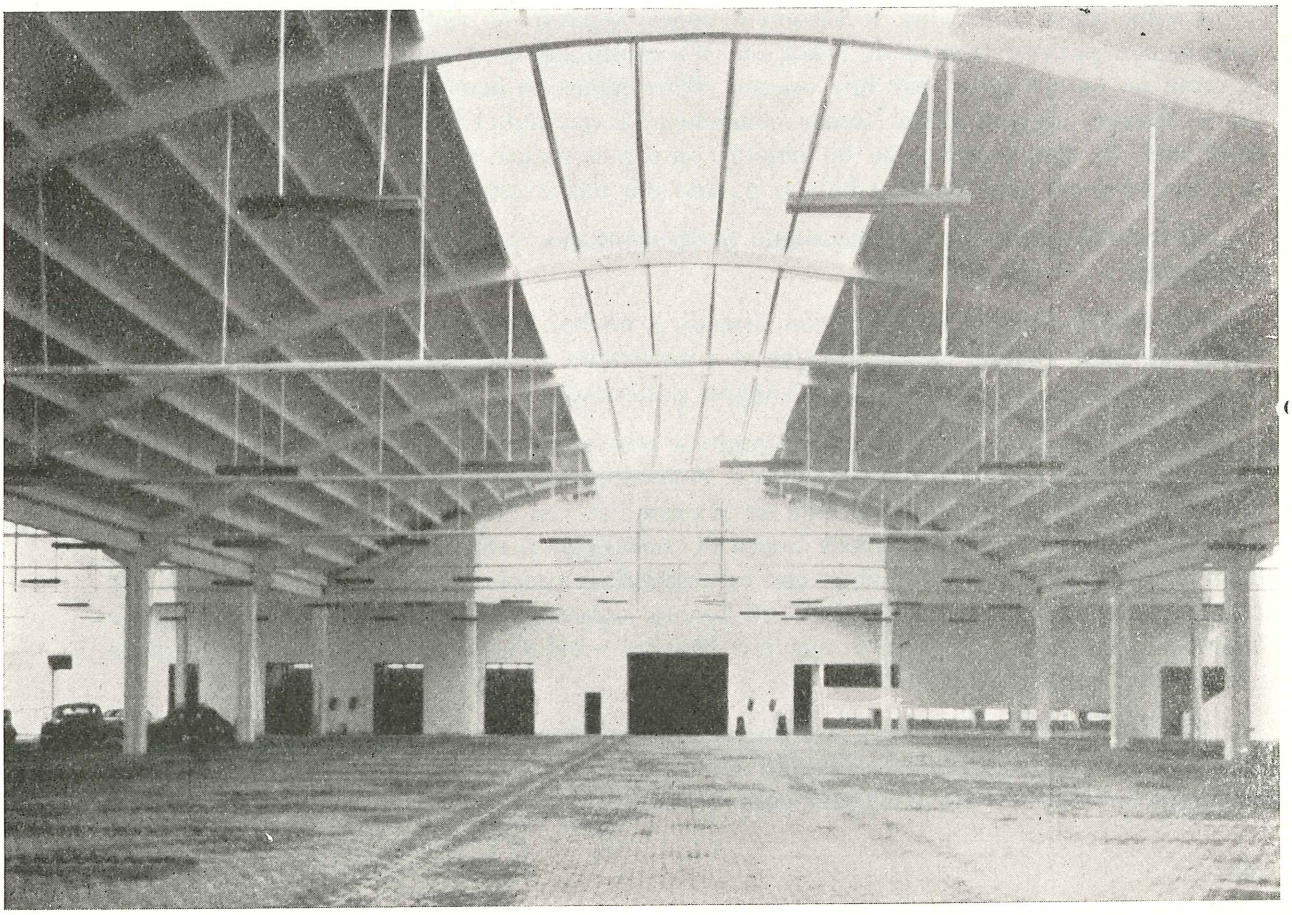


Figura 7.

Figura 8.



vigas huecas pretensadas

M. FISAC

Existen muchos inventos cuyo pleno desarrollo consciente se ha realizado después de una evolución casi inconsciente.

¿Quién, por ejemplo, inventó la cama?

Supongo que los hombres de las cavernas se tumbarían en el suelo para dormir y descansar, como lo hace cualquier animal superior, y como ellos, haría una especie de lecho, algo más blando que la pura tierra; con hojas y ramas secas.

Es de suponer también que ese suelo, en muchas cavernas, fuera húmedo, y por esa causa el hombre primitivo cogería algún que otro respetable reumatismo.

Posiblemente esta causa le llevara a pensar separar del suelo este lecho de pieles o ramajes con piedras, troncos de árbol, etc. Un continuado perfeccionamiento terminaría en la cama de cuatro patas que hoy usamos. Pero hemos de pensar, que en el transcurso de esa evolución, alguien debió tomar conciencia de que aquel artilugio tenía entidad independiente, de que aquello era un objeto con características propias, como lo era una lanza o un puchero, que también habían pasado por una evolución semejante.

Al tratarla como tal cama se siguió perfeccionando, pero ya con un visión nueva, consciente.

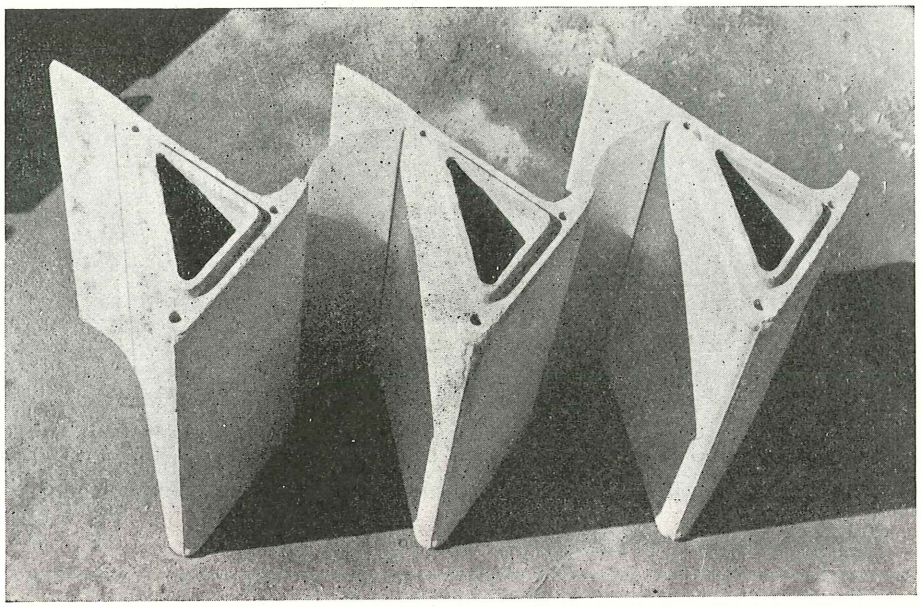
Las formas huecas en hormigón armado y en hormigón pretensado no son una novedad. Se están usando casi desde que se comenzaron a construir las estructuras de hormigón armado, y después, las de hormigón pretensado.

Si una viga en doble T se coloca junto a otra, el resultado práctico es una viga hueca cajón. Es una solución que surge sola, elemental, sin buscarla siquiera. Pero en la evolución de esta forma, como en el caso de la cama, en un determinado momento alguien toma conciencia de que una pieza hueca de hormigón pretensado es una forma estructural arquitectónica independiente, con características propias, que ni tiene nada que ver con la forma estructural en doble T, ni con su consecuencia la viga cajón. Que puede tener la forma que convenga y que esa libertad morfológica es precisamente la que le proporciona su personalidad.

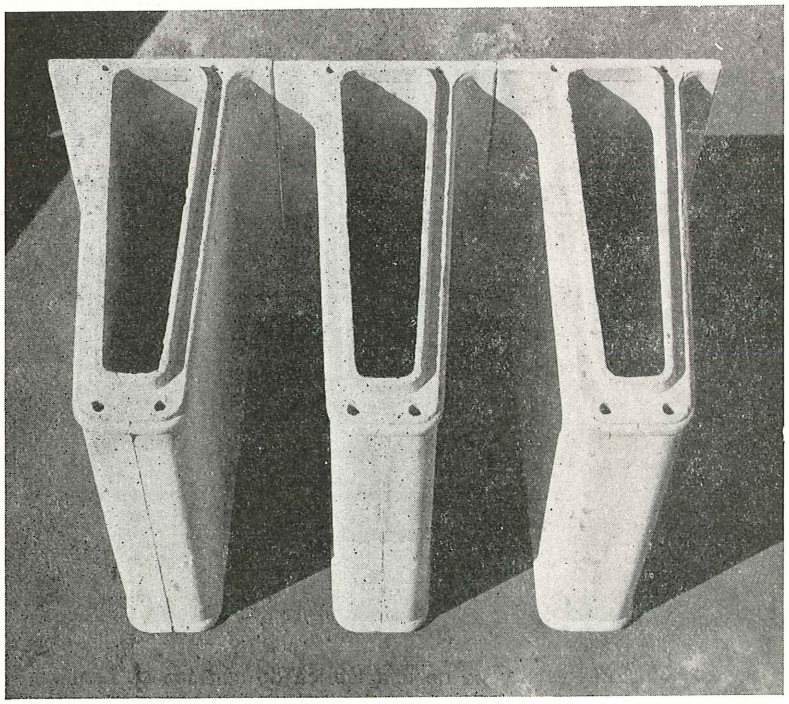
No sé si he sido el primero o si anterior o simultáneamente alguien ha tomado conciencia de esta personalidad propia e independiente de las piezas cerradas y huecas de hormigón pretensado. En cualquier caso la realidad es que se están tratando como tales,

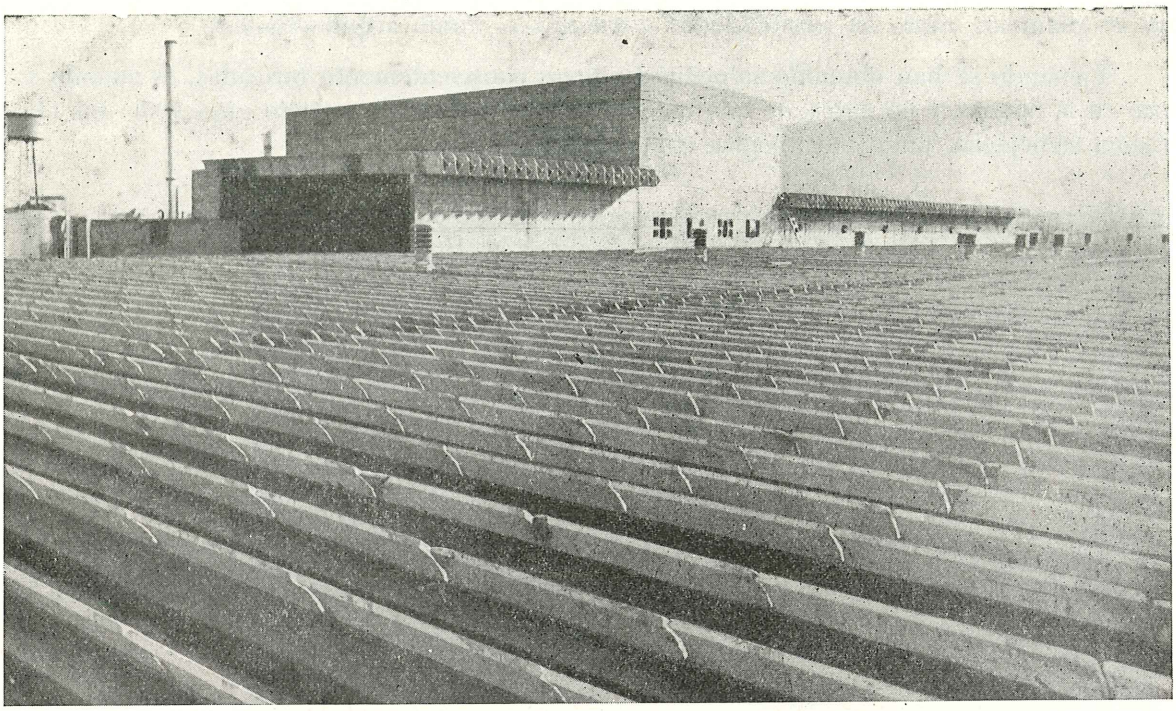
y conforme se analizan se las encuentran más satisfactorias respuestas a los problemas que se les plantean, tanto en posibilidades estructurales como arquitectónicas.

Y cuando se han obtenido soluciones nuevas conscientemente buscadas, es cuando se cae en la cuenta, y no antes, de que tenemos en los huesos de nuestro esqueleto, una clarísima semejanza, tanto morfológica como tensional.

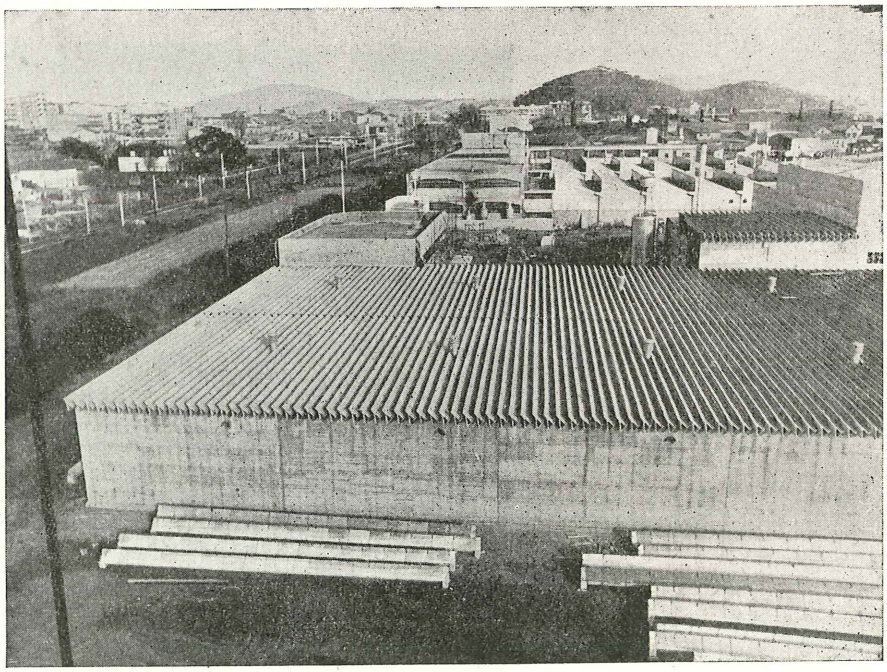


Estas piezas pretensadas huecas presentan, en varios aspectos, unas características que no se habían dado hasta ahora en ninguno de los materiales conocidos y que, al fin, resuelven problemas arquitectónicos que no habían tenido correcta solución.





Vista de la cubierta de luz cenital.

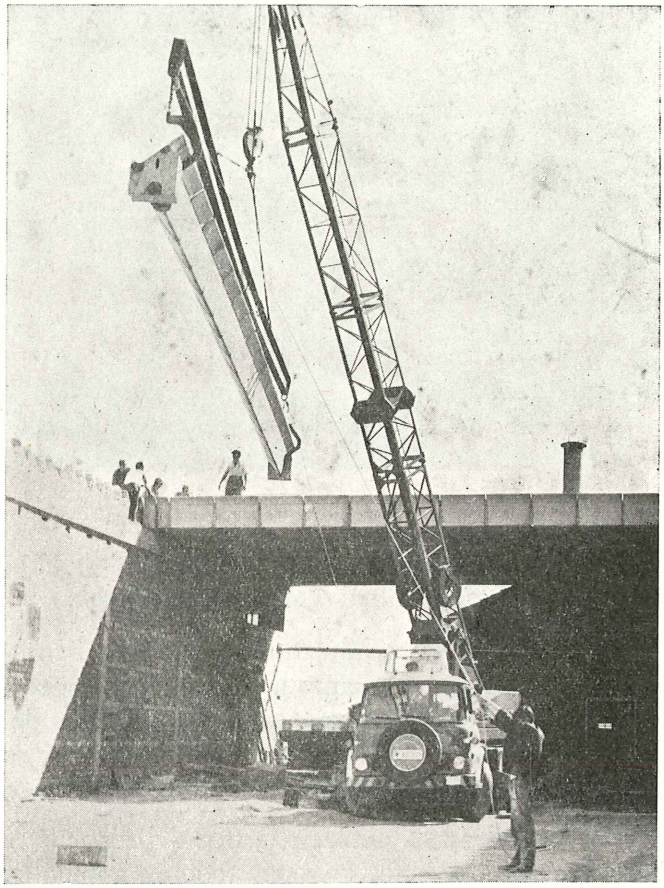


Vista de una fábrica de curtidos en Montmelo (Barcelona).

Después de resolver de forma inmediata los problemas de la habitación, en cuevas y chozas, el hombre busca la creación de un espacio que responda a sus necesidades; un espacio antropomórfico.

El concepto de territorialidad que poseen muchos animales superiores, sobre todo ciertas aves, puede, como ha estudiado Edward T. Hall, ampliarse al hombre, en un cierto espacio que le rodea y que Hall llama la "Burbuja".

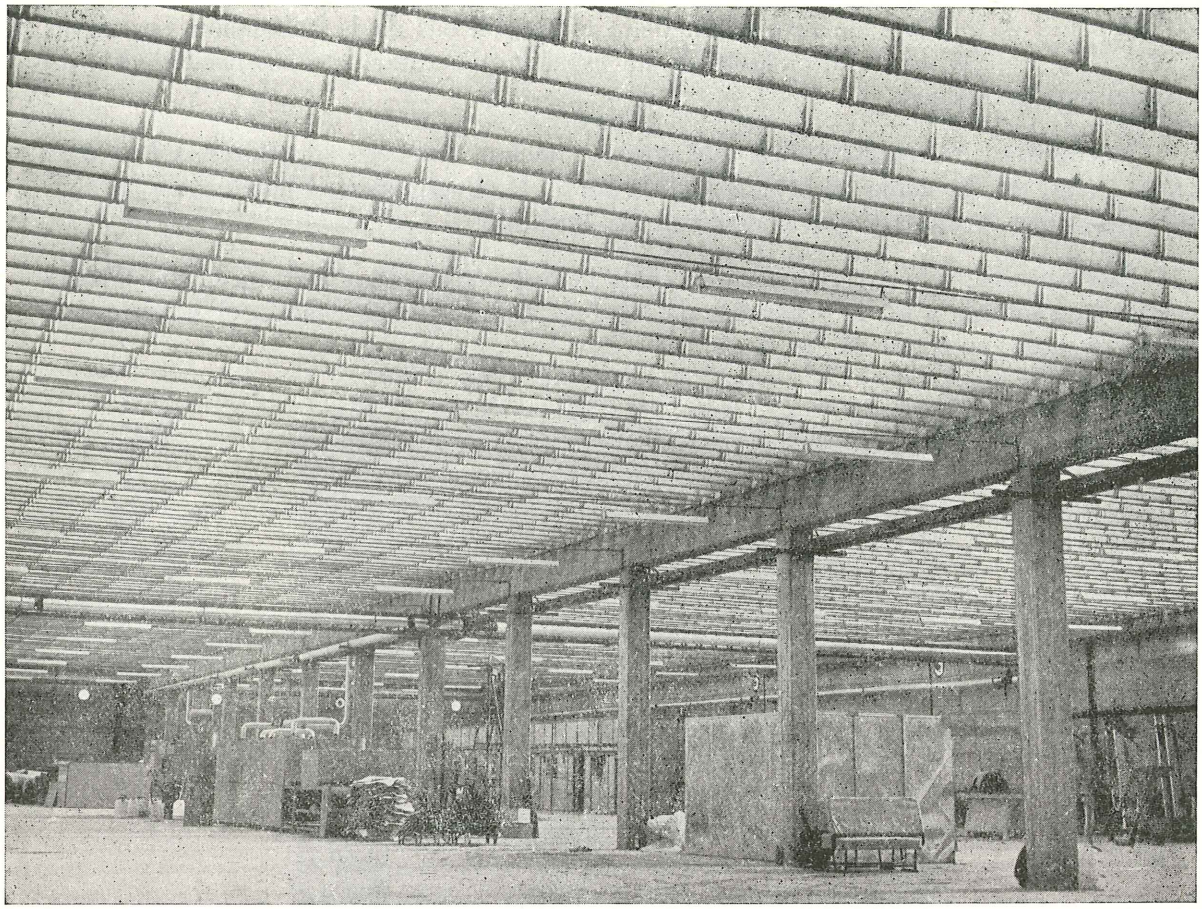
Esta burbuja, que varía según diferentes factores, tales como cultura, clima, idiosincrasia, etc., vendría a ser la generatriz del espacio arquitectónico cuando el hombre realiza diferentes funciones dentro de él.



Montaje de una pieza de 16 m. de luz de 17 000 Kg. de peso propio.

El resultado de ese volumen generatriz es, en cualquier caso, un espacio limitado arriba y abajo por dos superficies paralelas y su sección una estructura adintelada.

Pero el dintel es una pieza flexionada, en la que ciertas zonas están sometidas a esfuerzos de compresión, y otras, a esfuerzos de tracción. Y esta doble cualidad de compresión y estiramiento exige del material con que se va a construir el dintel unas características de estructuración molecular muy especiales que tienen, en la naturaleza, las de origen leñoso, pero no lo tienen los pétreos. Los primeros trabajan bien, pero se pudren; los



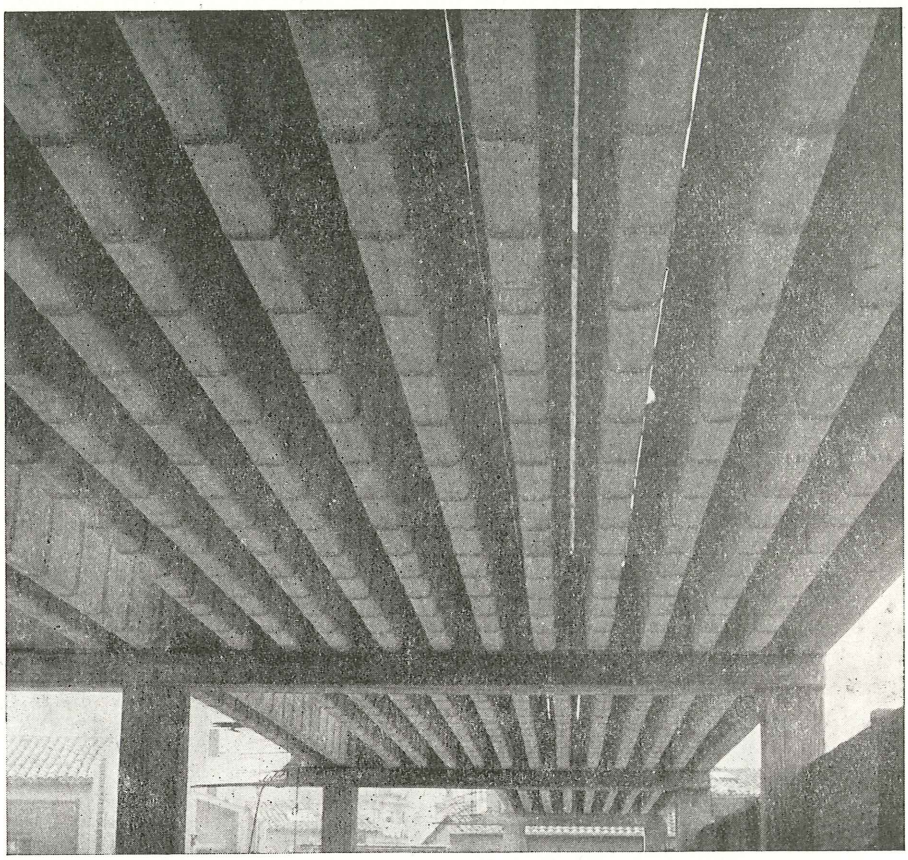
de constitución mineral duran, pero trabajan mal. La historia de la edificación es la evolución de métodos para salvar esta dualidad *durable-traccionable.*

En unos casos, como en la arcaica arquitectura monumental griega, el problema se plantea y se resuelve con corrección en cuanto a su característica tensional; pero las maderas se pudren. Una traslación de las soluciones de madera a las de la piedra o el mármol falsea la expresividad de toda la arquitectura clásica, griega, romana y del Renacimiento que ha resuelto su propiedad durable y ha abandonado la traccionable.

Una sustitución de la característica antropomórfica del espacio arquitectónico por la de un espacio estructuralmente correcto, ocasiona todo un amplio camino de realizaciones espaciales en bóvedas y cúpulas que continúa hoy en las membranas de hormigón formadas por superficies regladas o no, en las cúpulas esféricas, elípticas, etc. y hasta en las colgadas de simple y doble curvatura, y en donde la forma no adintelada hace posible que la piedra o el hormigón trabajen en toda la pieza solamente a compresión.

La creación del hormigón armado, asignando al hormigón la misión de resistir los esfuerzos de compresión y a la armadura de acero los de tracción, casi resuelve la histórica dualidad durable-traccionable. Pero, en realidad, aunque asignemos al acero el trabajo de absorber los esfuerzos de tracción, el hormigón en las zonas que la pieza está traccionada está también traccionado y fisurado, aunque sólo sea microscópicamente, porque la armadura impide que esa fisuración sea mayor, pero sin que por eso deje de ser incorrecta su situación de trabajo.

Aunque pueda parecer un "truco", el comprimir previamente el hormigón con alambres o cables de acero previamente tensados indefinidamente por adherencia o anclajes, para que cuando la pieza se ponga en trabajo y experimente esfuerzos de tracción éstos sean contrarrestados por los previos de compresión y aún quede un resto de esfuerzo de la compresión primitiva, que es lo que conocemos por hormigón pretensado, es indudable que es el primer material de que ha dispuesto el hombre para que esa dualidad arquitectónica durable-traccionable llegue a ser una realidad.



Forjado de piezas postensadas huecas de 90 cm. de canto para luces de 16 m. y carga de 1 300 Kg. y hasta de 22 m. con sobrecarga de 80 Kg.

Tal vez en el futuro se encuentren materiales artificiales —posiblemente parecidos a los plásticos— que reúnan esta doble cualidad de que su estructura molecular resista bien los esfuerzos de estiramiento y además sean durables. Hoy, sin embargo, es el hormigón pretensado el único que reúne estas características y también otra dualidad estructura-arquitectura.

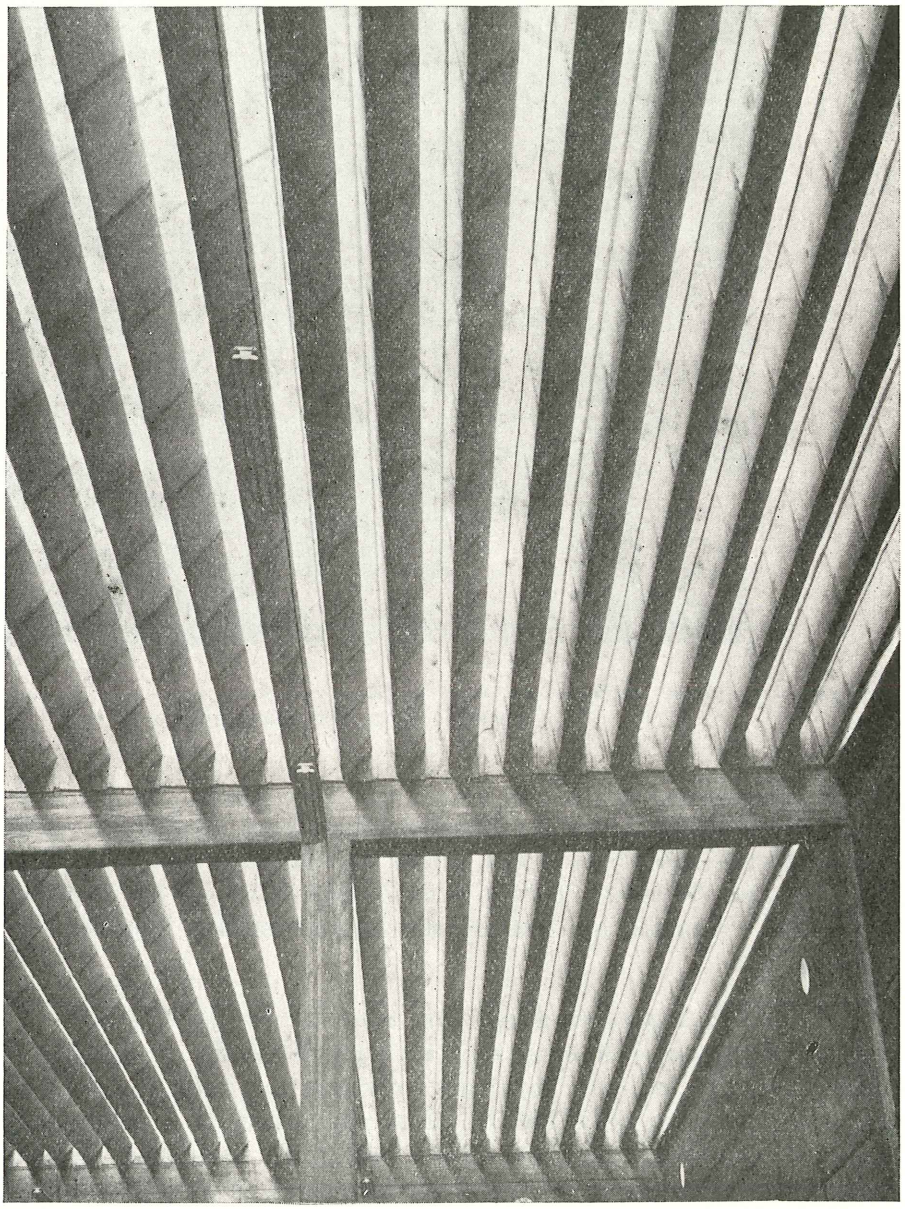
Defino la arquitectura como un trozo de aire humanizado. En realidad, el problema arquitectónico es el de crear espacios para el hombre, en los que dimensionalmente pueda realizar determinadas funciones previamente programadas y en cuyo ámbito estén corregidos ciertos aspectos hostiles de la naturaleza: frío, calor, lluvia, etc. Esta cualidad espacial sólo exige unas superficies limitantes, pero esas superficies limitantes han de sostenerse, y entonces, el problema técnico de la arquitectura se tiene, en algunos ca-

sos, que desdoblar en una parte exclusivamente resistente estructural y otra de cerramientos transparentes u opacos, sostenidos por esa estructura. Es evidente que si encontramos un material que tenga las dos cualidades de cerramiento y sustentación a la vez, el problema queda más simple y homogéneamente resuelto.

El acero laminado, que presenta buenas características tensionales, es muy atacable por oxidación, y de otra parte, no es más que estructural; necesita que se adosen los cerramientos, que son los que realmente van a crear el espacio arquitectónico.

Sin embargo, las soluciones huecas de hormigón pretensado pueden ser a la vez una solución estructural y arquitectónica.

Con toda objetividad se puede afirmar que no ha encontrado la arquitectura hasta hoy una técnica que como esta del hormigón pretensado, pueda tan perfectamente cumplir esta doble dualidad: durable-traccionable, estructura-arquitectura.



Parece lógico que un material que reúna estas características de una forma tan nueva, presente, desde el punto de vista estético, una expresividad propia totalmente distinta a la de otros materiales.

De la misma forma que otras soluciones, bien por los materiales empleados o su forma de trabajo, han creado una cierta expresividad plástica; tal es el caso de las soluciones de madera, de las abovedadas, etc. Y también la que genialmente consiguió Mies van der Rohe, con el acero laminado. Esta otra nueva técnica del hormigón armado y posteriormente del pretensado ha de tener la suya. De momento, y dadas sus muchas posibilidades, este mimetizando soluciones de madera, como el caso de la arquitectura japonesa, o creando unas soluciones de plástica escultórica como en algunas obras de Le Corbusier, Saarinen, Utzon, Niemeyer. O bien soluciones de expresividad estrutcural, algunas de ellas muy bellas, como las de Maillart, Torroja, Candelas, Nervi, etc. Pero debería encontrarse una expresividad distinta, esencialmente arquitectónica, que sepa recoger sus más esenciales características.

En primer lugar, una que podríamos llamar genética, de origen, la de ser un material pastoso que se echa en un molde y adquiere la forma y la textura que le proporciona ese molde.

En segundo lugar, la que le deba imprimir esa dualidad durable-traccionable.

Y, por último, la del resultado de la fusión de su doble cualidad estructural y la arquitectónica.

piezas especiales con secciones huecas

A. MAESTUD

0. GENERALIDADES

Una de las mayores dificultades con que las industrias del hormigón pretensado se han encontrado para la realización y explotación industrial, ha sido la fabricación de piezas de secciones tubulares.

Desde hace algunos años se han venido investigando distintos procedimientos que lleven a buen término su explotación. Los numerosos ensayos realizados por don Vicente Peiró dieron, al cabo del tiempo, el fruto a su trabajo y así pudo, en el año 1959 registrar su primera patente de invención a la que continuarían otras en brevísimo plazo, para formar un grupo de sistemas y procedimientos de fabricación para la obtención de elementos huecos de hormigón pretensado.

Con ello se ha venido a resolver, por procedimientos industriales, el problema que suponían los forjados para grandes luces, ya que los que habitualmente se venían empleando, es decir, los tradicionales, resultaban antieconómicos por el exceso de mano de obra. Por otra parte, el peso propio de los mismos, sobrecargaban la estructura, y los cantos necesarios para esas grandes luces sobrepasaban los límites admisibles en obra.

De igual forma, estos forjados de vigas tubulares son óptimos para aquellos casos en que siendo las luces relativamente pequeñas, las sobrecargas son fuertes, como en el caso de tinglados, garajes, puentes, etc.

1. CARACTERISTICAS

Las principales características de estas piezas quedan determinadas por:

a) *Espesores mínimos.*—El procedimiento de fabricación permite que las paredes de los elementos prefabricados sean tan delgados como permita el cálculo de la pieza.

b) *Su peso.*—Como consecuencia del apartado a), el peso se ve reducido a cantidades muy admisibles.

c) *Su manejabilidad.*—Su sección rectangular hueca ofrece la ventaja de una gran rigidez, debido a sus grandes momentos de inercia, permitiendo un fácil manejo, transporte y colocación en obra.

d) *Aislamiento térmico y acústico.*—Las cámaras de aire de sus tubuladuras proporcionan un aceptable aislamiento térmico y acústico, pudiendo aumentarse alojando en ellas material aislante o en bloque.

e) *Su utilización.*—Permite cualquier solución constructiva: vigas simplemente apoyadas, empotradas en jácenas, etc.

2. CLASIFICACION

A continuación damos un cuadro de elementos huecos que con mayor frecuencia hemos venido fabricando últimamente:

- Elementos huecos de hormigón pretensado.
  - En forjados.
    - Vigas tubulares adosadas.
    - Vigas tubulares con bovedillas.
  - En cubiertas.
    - Vigas tubulares adosadas.
    - Vigas tubulares con bovedillas.
  - Vigas puente.
  - Vigas especiales.
    - Vigas hueso.
    - Brise soleil.
    - Boomerang.
    - Gradas para instalaciones polideportivas.
  - Paneles.

2.1. Forjados con vigas tubulares

Las vigas empleadas son conocidas en el mercado con el nombre de vigas tubulares Fortpret, cuyos datos incluimos en el cuadro de características mecánicas.

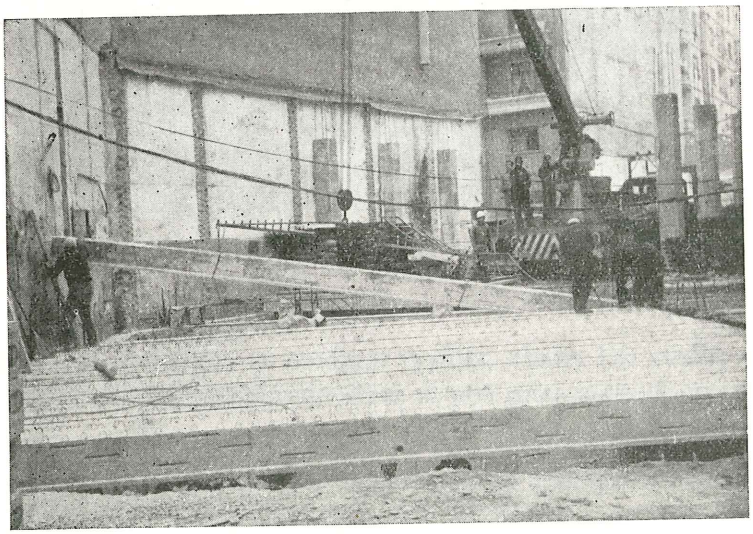


Figura 1.

La fotografía 1 nos muestra un detalle de la colocación de un forjado con vigas tubulares adosadas empotradas en las jácenas de la estructura de hormigón. Dicho forjado está destinado a taller de carrocerías. El perfil de la viga es el 36 F, habiendo sido calculada para una sobrecarga de 1.000 kg/m^2 con una luz de 10 m.

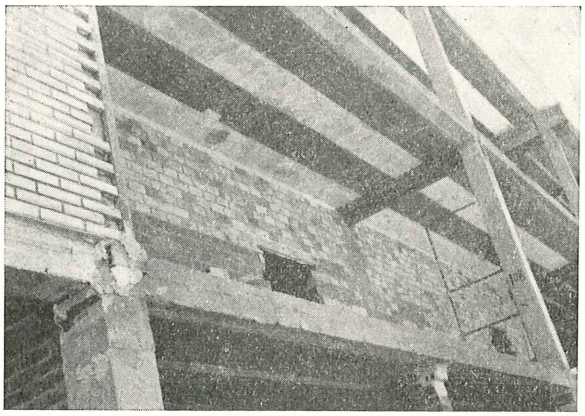


Figura 2.

Sobre el forjado así formado se añadió una losa de hormigón *in situ* de 8 cm de espesor con un mallazo de 40 × 40 cm. Con el fin de unir esta losa al forjado de vigas Fortpret, éstas van provistas de sus correspondientes horquillas o ganchos.

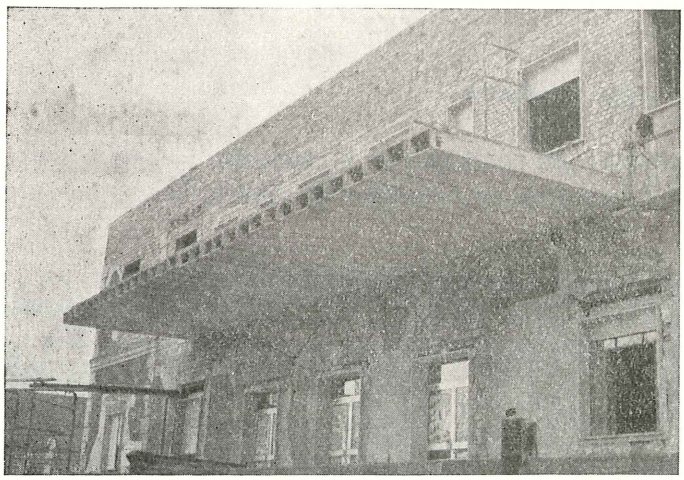


Figura 3.

La primera planta del citado edificio también se construyó con vigas tubulares adosadas empotradas en jácenas, pero con la particularidad de que éstas tenían el mismo canto del forjado (viga plana).

La fotografía 2 corresponde al forjado del Colegio Madre Sacramento.

La solución adoptada es la de viga tubular, bovedilla y capa de compresión de 4 cm sobre estructura mixta.

DEL POZO

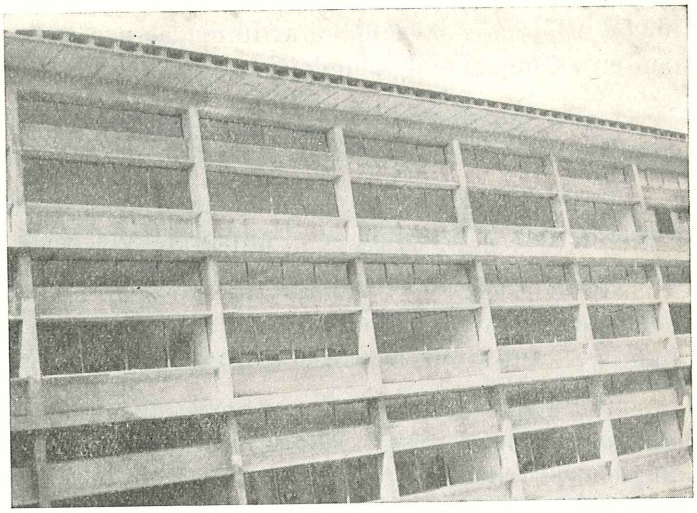


Figura 4.

Al igual que en el caso anterior, las vigas tubulares van provistas de estribos salientes para absorber el esfuerzo rasante.

El tipo de viga empleada es el de la serie 20 F y la sobrecarga de cálculo es de 300 kg/m², con una longitud de viga de 8 m.

Un forjado digno de mención es el correspondiente a la estación de Castellón de la Plana (fotografía 3). El forjado, colocado sobre edificio ya construido, lleva un voladizo de 4,75 m que sirve de marquesina a la entrada de la citada estación. La crujía interior es de 10 m y la longitud total de las vigas de 15,25 m. El tipo empleado corresponde a la serie 30 F.

Un edificio muy completo en cuanto al empleo de vigas tubulares es el Instituto de Segunda Enseñanza de la calle Alboraya de Valencia (fotografía 4); los forjados construidos con vigas tubulares son del tipo de viga y bovedilla. Las vigas van empotradas en una viga plana, que tiene la particularidad de ser vista y servir de imposta.

La cubierta está formada por vigas adosadas, impermeabilizadas en su fabricación, con una ligera pendiente y pestañas o bordillos longitudinales en la parte superior con el fin de que cada viga forme un canalón. La junta entre cada dos vigas se rellenó con hor-

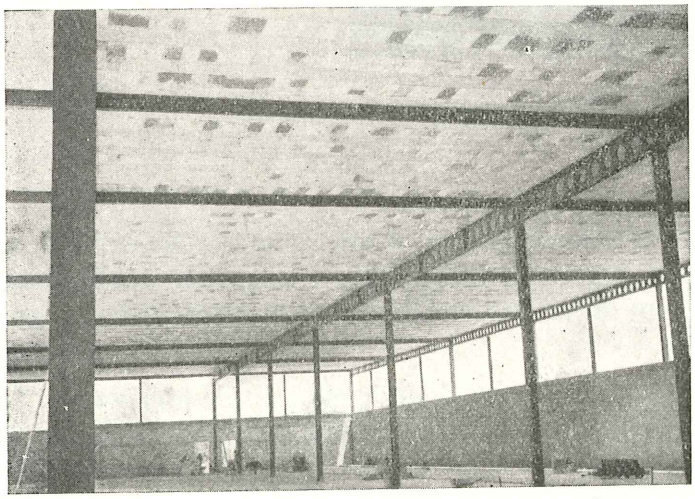


Figura 5.

migón asfáltico y las cumbreras formadas por cada dos vigas consecutivas se recubrieron con un cubrejuntas de aluminio.

El ala superior de las vigas se prolongó en sus dos extremos con un vuelo de 20 cm, constituyendo así finos aleros perfectamente terminados para dejarse vistos.

Todos los paneles de fachada son también prefabricados. Su sección hueca tiene la forma de una L invertida en el antepecho y normal en el dintel de la ventana.

Como ejemplo de cubierta mixta (vigas tubulares y bovedillas) sobre estructura metálica, señalamos la correspondiente a la obra que para la fábrica de mantas "Industrias Aparicio", construyó la empresa Construcciones Navarro Cabedo, de Valencia.

El forjado fue estudiado meticulosamente por la Dirección Facultativa teniendo en cuenta no sólo el mismo, sino la estructura metálica. Se resolvió satisfactoriamente con el empleo del sistema anteriormente citado, así como el que supone el apoyo de vigas tubulares sobre el ancho de las alas de los perfiles Grey (fotografía 5), pareando las vigas en los apoyos. Dadas las características de la industria, el aislamiento térmico se obtuvo mediante una manta de lana mineral recubierta finalmente por una capa de hormigón hidrófugo.

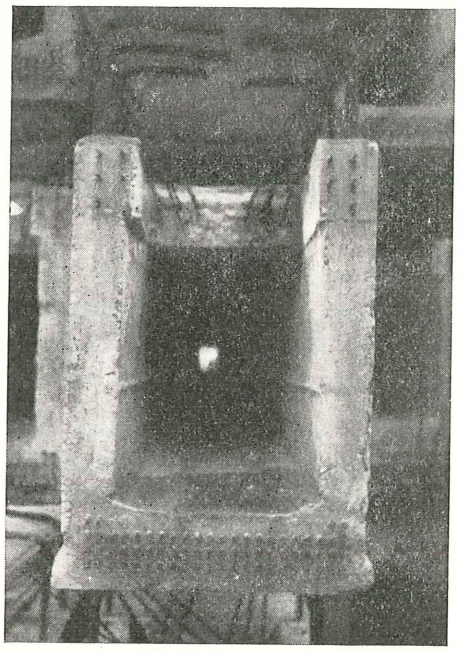


Figura 6.

2.2. Vigas puente

Con los nuevos planes de carreteras anunciados por el Ministerio de Obras Públicas, entendimos era necesario presentar a los ingenieros proyectistas y empresas constructoras de obras públicas, un modelo de tablero de puente prefabricado con vigas cajón (fotografía 6).

Uno de los factores que han influido notablemente en la elección de esta sección ha sido su facilidad de manejo, no sólo en el transporte, sino también en la colocación en obra.

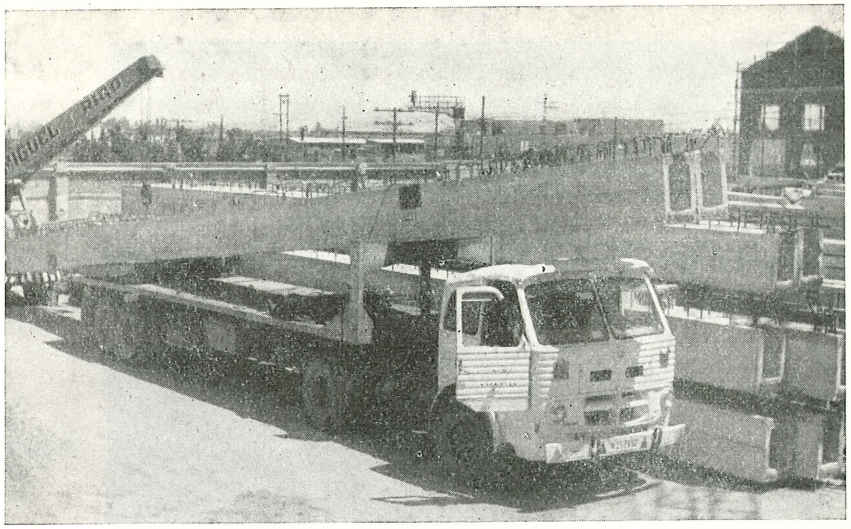


Figura 7.

El tablero, distinto a los que actualmente venían empleándose, se forma colocando las vigas cajón unas a continuación de otras. El relleno de juntas se efectúa antes de hormigonar la losa del suplemento y tiene una gran importancia en el reparto de cargas, debido a las entalladuras que poseen las caras laterales de la viga cajón.

El cálculo de los tableros se estudia para los trenes 1 y 2, de acuerdo con las instrucciones publicadas en el Boletín Oficial del Estado de fecha 21 de agosto de 1956. Escogido el más desfavorable, la losa de hormigón del suplemento deberá resistir la totalidad de los esfuerzos transversales y reforzar la viga cajón para cubrir los longitudinales.

Para el reparto de cargas transversales se sigue el método de Guyon-Massonet-Rowe, empleando los ábacos y tablas publicadas en el Concrete Design-Bridge de R. E. Rowe.

Para absorber los esfuerzos rasantes en la unión de la viga y de la losa se prescinde del hormigón, dejando que sea soportado por los estribos salientes de la viga cajón.

Dentro de nuestras realizaciones, una de las vigas de mayor longitud corresponde a las del tablero de puente sobre el río Ciurana, en Cornudella (Tarragona), con un canto de 75 centímetros y una losa de 25, las cuales tenían una longitud de 20 m y un peso de 20 toneladas (fotografías 7 y 8).

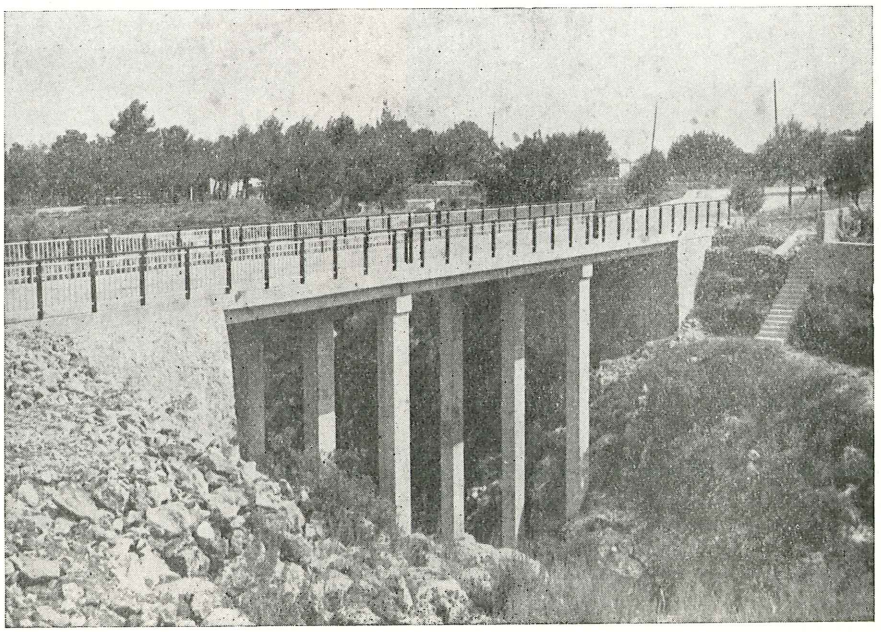


Figura 8.

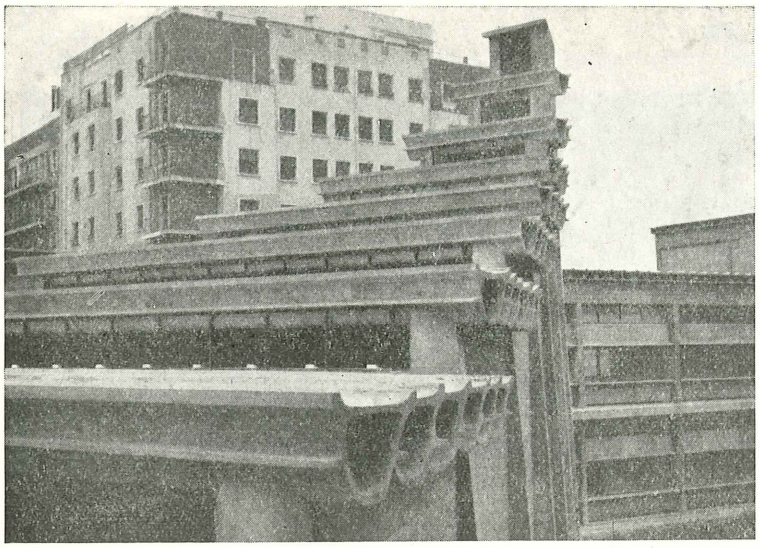


Figura 9.

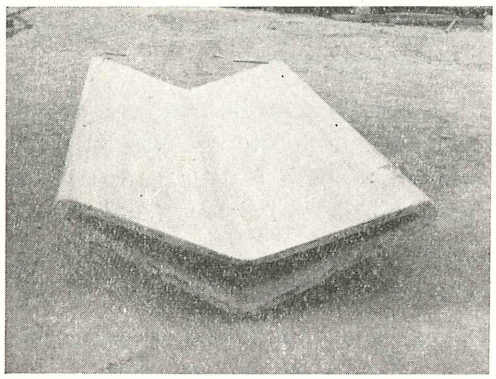


Figura 10.

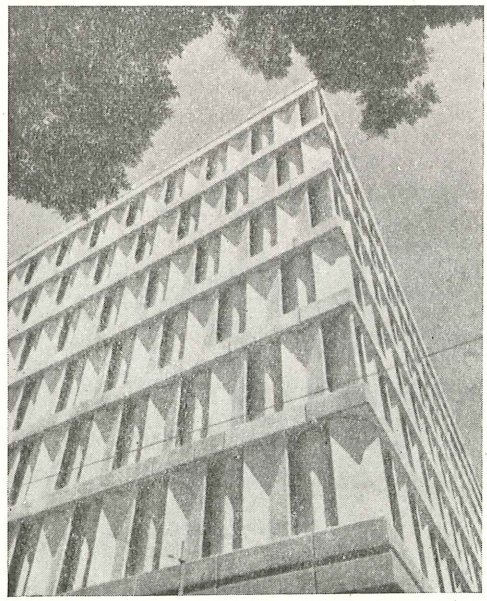


Figura 11.

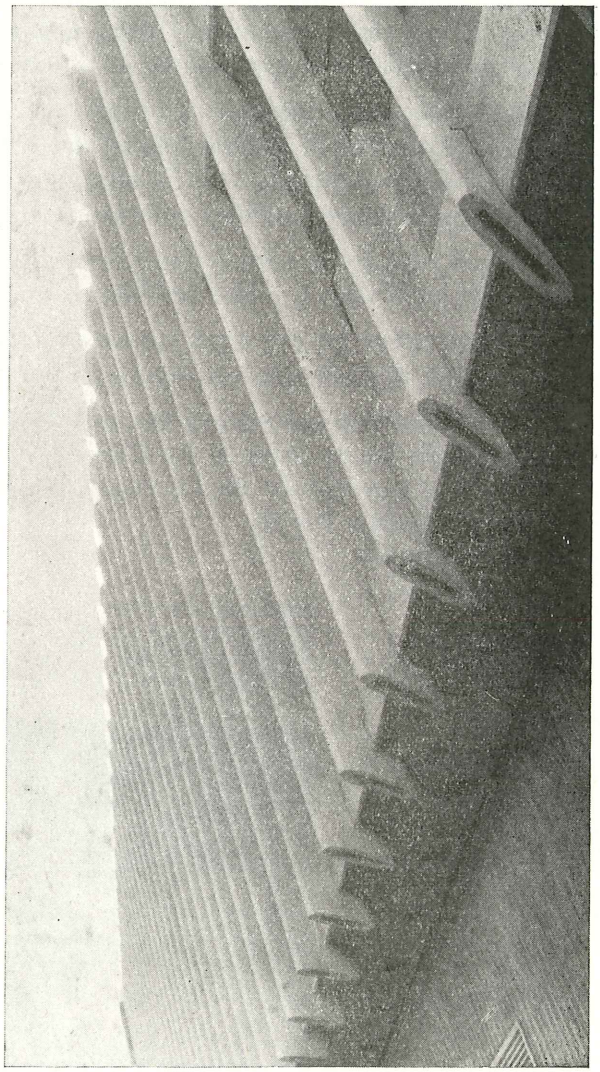


Figura 12.

2.3. Piezas especiales

Venimos dedicando especial atención a todo tipo de piezas especiales que los proyectistas incluyen en sus proyectos. La gran variedad de formas y figuras realizadas, nos han dado una gran experiencia en este tipo de trabajos y, como consecuencia de ello, ha nacido todo este grupo que hemos denominado "piezas especiales", por no estar incluidas dentro de los prefabricados habituales de nuestras industrias en sus respectivas series.

Aun cuando se han fabricado piezas en las cuales no se empleaban nuestras patentes para la obtención de huecos, no vamos a referirnos a las mismas, sino a todas aquellas que han sido posibles gracias a las mismas.

Vigas hueso: No pretendemos extendernos explicando estas vigas por entender que es de todos de sobra conocida, ya que se trata de las piezas proyectadas por el doctor arquitecto don Miguel Fisac y empleadas en numerosísimas obras por toda la península.

Los modelos se pueden dividir en dos:

— Vigas hueso, cuya sección representa una vértebra, empleadas normalmente en cubiertas (fotografía 9).

— Vigas hueso, cuya sección es un triángulo curvilíneo, empleadas en marquesinas.

Boomerang: (fotografía 10). Denominado así por la forma que recuerda un tanto el arma de los indígenas australianos, corresponde a un panel de fachada (fotografía 11), según el proyecto del doctor arquitecto don Miguel Fisac, correspondiente al edificio del IBM, en Madrid.

La pieza, perfectamente terminada para ser presentada a cara vista, es un elemento hueco de paredes delgadas (2,5 cm) de hormigón pretensado.

Brise soleil: (fotografía 12). La gran ventaja de los elementos huecos queda palpablemente demostrada en los parasoles fabricados para el edificio social de la empresa Dragados y Construcciones, S. A., en Madrid. En el proyecto inicial se proyectaron macizos, en hormigón armado, encontrando múltiples dificultades para su manejo y colocación en obra. Se resolvió, fabricando la pieza hueca en hormigón pretensado a pesar de las dimen-

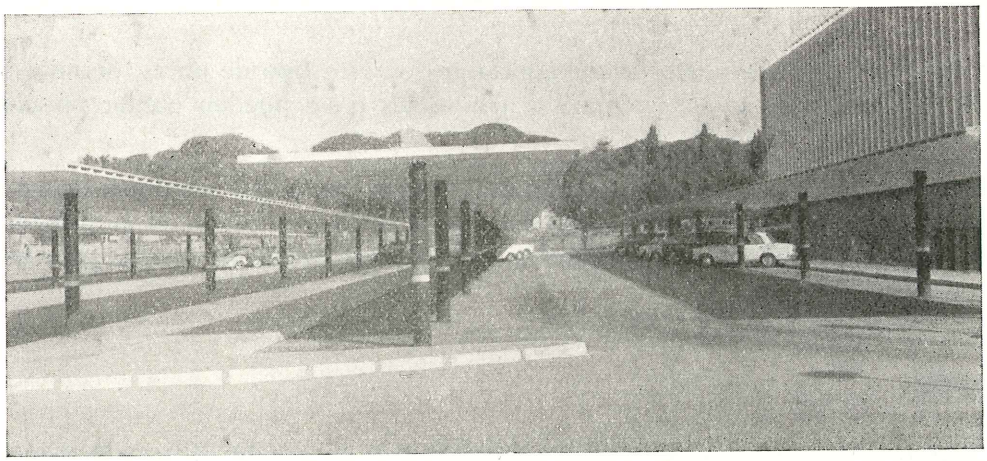


Figura 13.

siones un tanto reducidas del ancho de su sección. La longitud de la pieza (10 m) obligó a una cuidada técnica de fabricación para evitar los alabeos que pudieran hacer inservible la pieza.

Fabricada con cemento blanco, fue cuidadosamente terminada hasta obtener una pieza totalmente limpia y exenta de poros.

Parking: (fotografía 13). Para el aparcamiento del edificio social citado anteriormente, se proyectaron unas marquesinas con vigas multitubulares de hormigón pretensado, formadas por cinco huecos con una superficie de 2,50 × 4,50 m. La marquesina así formada, con vuelo por las dos partes, apoya por su centro, según su sección transversal, en una viga soportada por pilares circulares.

La viga multitubular lleva la instalación eléctrica incorporada desde el taller.

Gradas para instalaciones polideportivas: (fotografía 14). Como variedad de la viga tubular hemos proyectado para instalaciones deportivas una viga en hormigón pretensado, que tiene la particularidad de llevar el asiento y el pasillo incorporado a la misma.

Las ventajas de la pieza son múltiples, puesto que aparte de suministrar un elemento completamente terminado, de facilitar un rápido montaje y, por tanto, la terminación in-

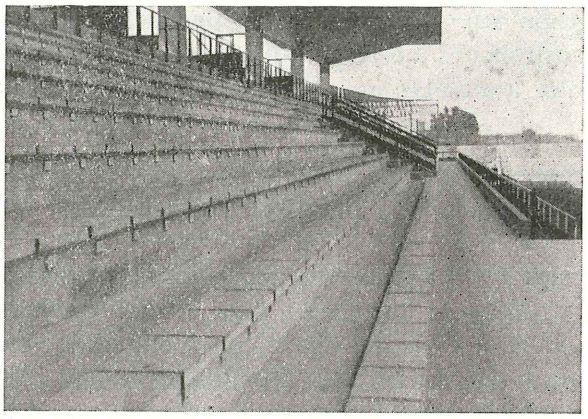


Figura 14.

mediata de uno de los elementos más importantes en este tipo de obras, permite separar los pórticos de sustentación de las mismas a interejes que pueden oscilar normalmente entre 8 y 12 m.

La economía es manifiesta puesto que el elemento grada, por sus dimensiones obligadas, que nosotros hemos normalizado a la sección 32 × 75 (sin contar el suplemento del asiento), permite ser utilizada en longitudes como las anteriormente citadas para los interejes de pórticos.

2.4. Paneles

(Fotografías 15 y 16). Muchos son los sistemas que se vienen utilizando actualmente para la fabricación de paneles verticales, principalmente en fachadas.

Todos los procedimientos que se emplean para obtener este elemento, con un alto grado de mecanización, obliga a la modulación, que impide en la mayoría de los casos la libertad de proyecto de los arquitectos.

En el orden constructivo las juntas, nivelación, etc. han sido y son actualmente un problema en cualquier procedimiento que se elija de fabricación.

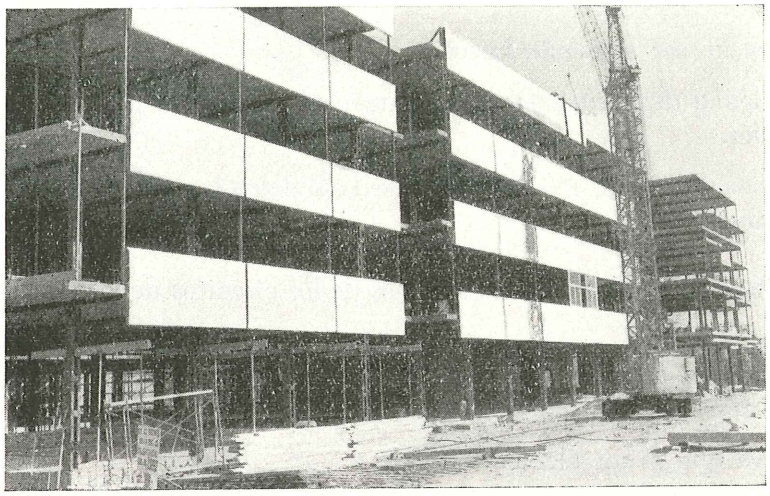
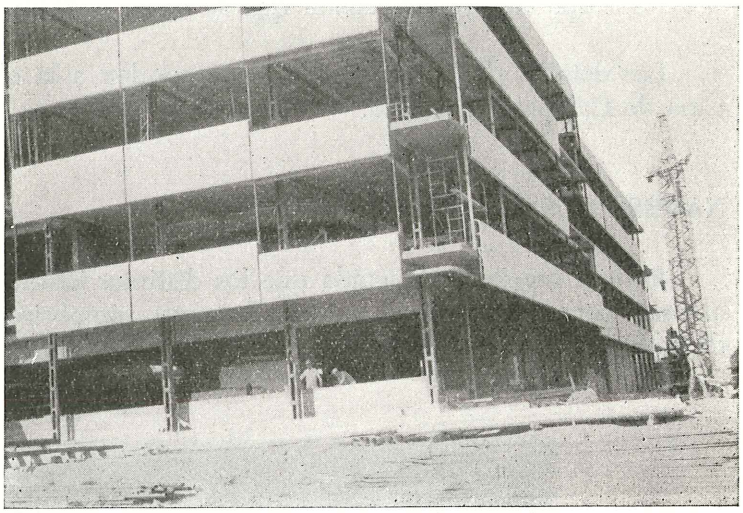


Figura 15.

Figura 16.



V. Peiró, S. A., basándose en el sistema de obtención de huecos, ha conseguido un procedimiento que permite solucionar estos problemas planteados y cuyas ventajas enumeramos:

— Por su elasticidad, permite ajustarse a cualquier dimensión y forma dentro de una prefabricación en serie, aliviando al proyectista de la siempre enojosa modulación.

— Por su característica de poder incorporar al mismo la jácena de estructura, permitiendo una fácil nivelación.

— Por su facilidad en el manejo y transporte, tanto si lleva la viga incorporada como si no, puesto que en ambos casos el elemento prefabricado es de hormigón pretensado, calculado de tal forma que los esfuerzos producidos al ser suspendido en el transporte y colocación en obra, no sobrepasen las fatigas admisibles.

— Por su característica de ser hormigón pretensado, las posibilidades de fisuración a través del tiempo son prácticamente nulas.

— Por su impermeabilización conseguida:

a) Por su característica de ser elemento hueco.

b) Por la misma propiedad del pretensado que reduce al mínimo la permeabilidad de sus paredes.

c) Por la impermeabilización en el mismo taller de las delgadas paredes que constituyen el panel.

— Por la facilidad de evitar las condensaciones a través de los circuitos de aire creados en su interior.

— Por el buen comportamiento acústico, debido a las cámaras de aire, mejorado en las ocasiones que se desee, al incorporar en los huecos productos aislantes.

— Por su reducido peso, ya que es un elemento hueco.

— Por la facilidad de acabado de las fachadas, bien en hormigón visto o en cualquier tipo de ornamentación que se desee colocar.

Los detalles de las fotografías corresponden a la obra de la casa "La Radio" en la Casa de Campo, de Madrid.

NAVES PREFABRICADAS

Ante la creciente demanda que los distintos industriales vienen efectuando a nuestras oficinas para solicitar presupuestos de naves prefabricadas (fotografía 17), optamos en su día por acometer esta nueva faceta en la variada gama de nuestra prefabricación.

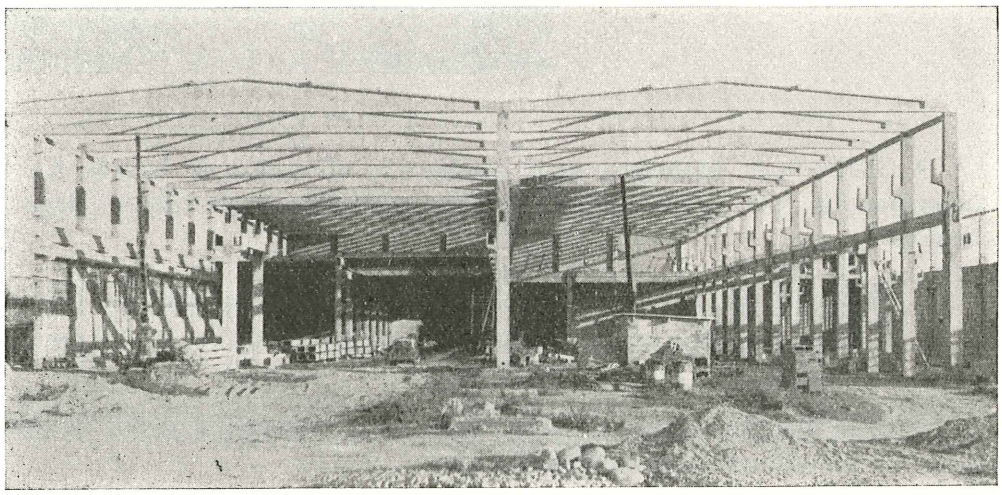


Figura 17.

Las ventajas que llevan consigo pueden enumerarse:

— Breve plazo de entrega.

— Precio competitivo, ya que se fabrican en serie.

— Precio global concertado.

— Garantía de la calidad de los materiales.

— Rapidez al problema de disponer de una nave.

— Transporte y montaje de todos los elementos de la nave por la empresa suministradora.

— Financiación a corto plazo.

A continuación pasamos a describir los distintos elementos componentes de nuestras naves prefabricadas.

Cimentación: (fotografías 18 y 19). Los cimientos, aun cuando pueden ser realizados en el taller, hasta el momento venimos construyéndolos *in situ*. En la zapata se deja un cajón en forma de cuña, donde posteriormente se introduce el pilar. Todos los cajones de las zapatas llevan en sus ejes un vaciado que servirá para el centrado de los pilares como más tarde explicaremos.

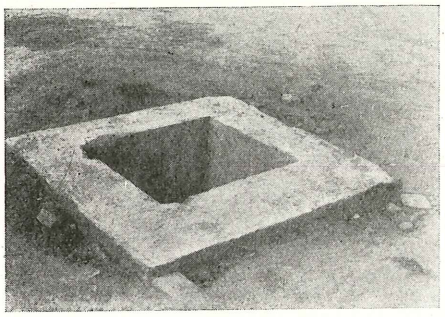


Figura 18.

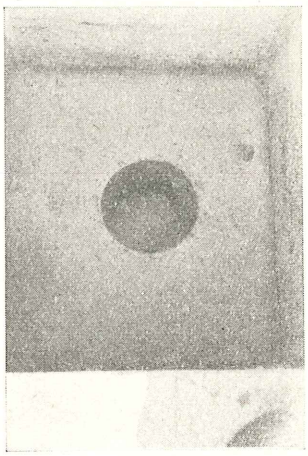


Figura 19.

Pilares: (fotografía 20). Los pilares, fabricados en hormigón pretensado llevan en su parte inferior un tetón troncónico que se introduce en el vaciado del cajón de la zapata, con el fin de que puedan ser fácilmente centrados sin necesidad de otras operaciones. Se procede inmediatamente después al aplomado, mediante unos puntales que se sujetan al pilar por medio de unos collarines. En todas estas operaciones el pilar permanece suspendido del aparato de elevación que lo ha manejado. Una vez nivelado y aplomado, se procede al llenado total del cajón de la zapata, mediante hormigón expansivo. En aquellos casos en que las aguas no puedan ser vertidas al propio terreno se puede proceder en el taller a la inclusión dentro del pilar de los bajantes correspondientes (fotografía 21). En cada bajante se construirá una arqueta registro para su buen mantenimiento y conservación.

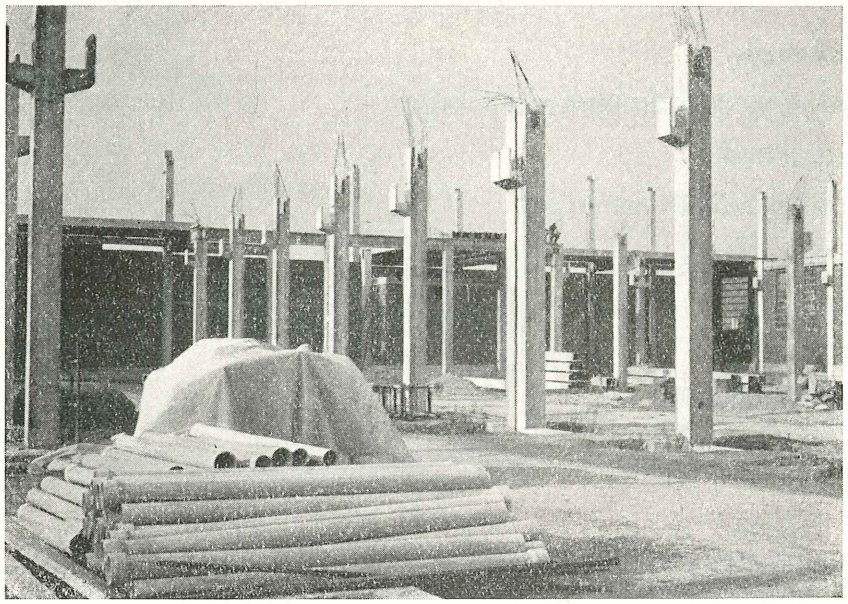


Figura 20.

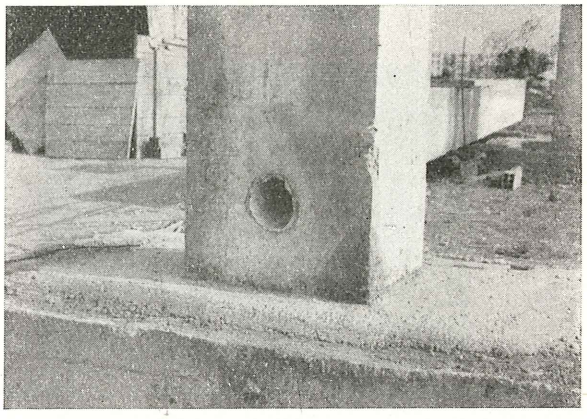


Figura 21.

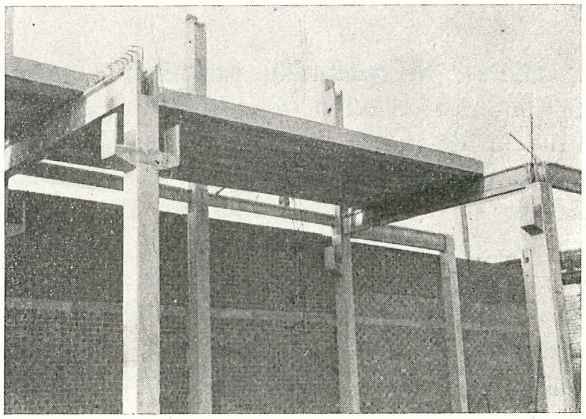


Figura 22.

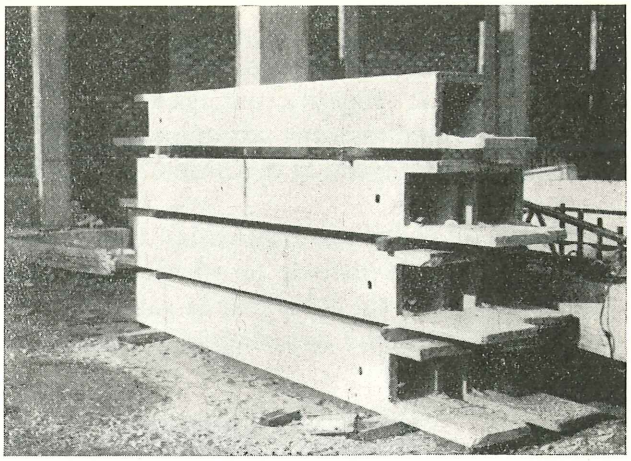


Figura 23.

Como en la mayoría de estas naves es preciso que circulen por ellas puentes grúas, los pilares llevan incorporadas por esta causa las carrespondientes ménsulas que son incluidas al ser fabricados en el taller. Estas ménsulas son de hormigón armado.

El problema más interesante a resolver sobre los pilares es el anclaje de las vigas de rodadura de los puentes grúas sobre las ménsulas, y esto se resuelve a través de unos taladros de que van provistas las ménsulas y la viga de rodadura, así como de unas pletinas soldadas al pilar y a los elementos metálicos de la viga de rodadura.

Cuando sobre estos pilares ha de existir un forjado (fotografía 22), empleamos como elemento de sustentación una viga prefabricada en forma de T, con estribos salientes. Al ser las luces y las sobrecargas de éstos elevadas, caen dentro de la aplicación de nuestras vigas tubulares, las cuales empotramos sobre las jácenas prefabricadas completando la cabeza de las mismas *in situ*.

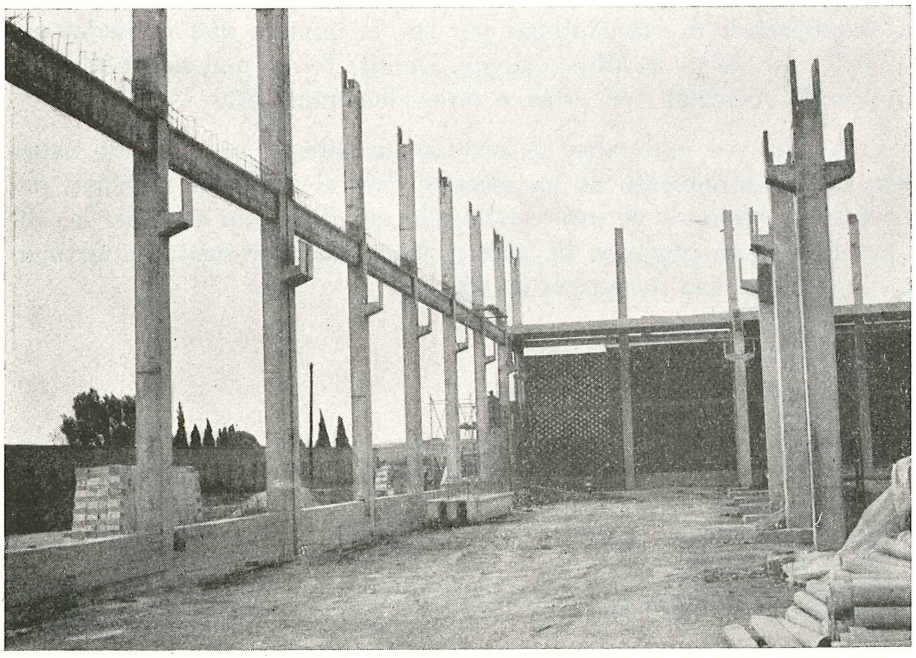


Figura 24.

La continuación de los pilares inferiores se efectúa mediante un nudo de hormigón armado para lo cual los pilares inferiores van provistos de la correspondiente armadura de solape. El pilar superior entonces es obligatoriamente necesario que sea hueco (fotografía 23), para que una vez aplomado con respecto al inferior, se proceda al macizado mediante el hormigonado del mismo (fotografía 24).

Vigas de rodadura: Fabricadas, como todos los elementos en hormigón pretensado, presentan el inconveniente de su contraflecha. Para evitarlo, las vigas de rodadura de forma T se fabrican sin completar la cabeza. Este suplemento se hormigonará en obra, obteniendo así un camino de rodadura perfectamente nivelado.

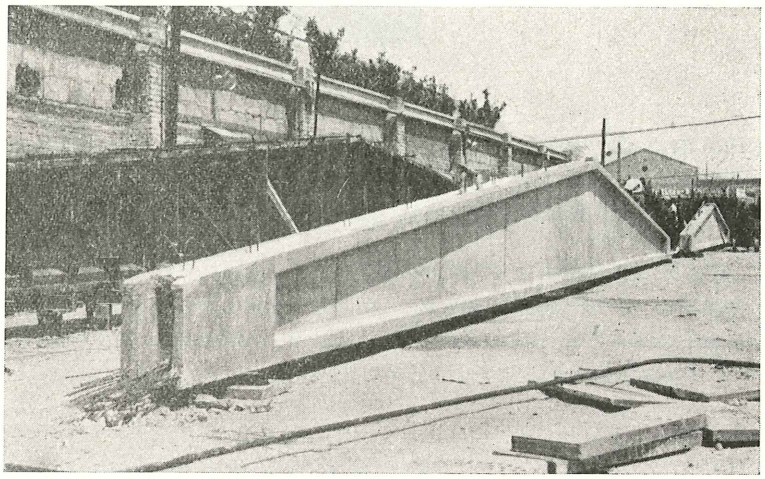


Figura 25.

Vigas peraltadas: La cubierta propiamente dicha está realizada con vigas peraltadas de hormigón pretensado en forma de I, con una pendiente del 10 por 100 (fotografía 25). Esta pendiente se ha estandarizado a esta cantidad por ser la mínima que normalmente vienen admitiendo las casas de placas de fibrocemento. De esta forma podemos utilizar la misma viga para los casos de cubrición con éstas, u otros elementos (tejas, losas, etc.).

Los pilares superiores, una vez macizados, se nivelan sus cabezas previamente haber sido colocadas las vigas de arriostramiento de los mismos. Para el apoyo de las vigas peraltadas se emplean placas de plomo o de otros materiales que permitan absorber las dilataciones. Las vigas peraltadas van provistas de unos ganchos donde se sujetarán mediante hormigonado de los nudos que han de formar las correas.

591 - 8 - 15

vigas en V, pretensadas

A. PUERTA

El problema de cubrir espacios con la máxima economía, es uno de los que constantemente se plantean en la construcción.

Aunque la cercha o jácena, como elemento principal, las correas o viguetas como secundario y el relleno o plementería el cierre final, constituyen una estructura clásica, en la que cada día se progresa y se afina más, es indudable que la solución en que el material de cubrición cumple la múltiple función de cierre, de impermeabilización, de aislamiento térmico y, sobre todo, de estructura resistente establece un constante desafío a la ordenación clásica a la que lógicamente se acabará imponiendo definitivamente.

Aunque las bóvedas, cúpulas, membranas, cáscaras y otras estructuras laminares están dando sus continuas respuestas a las cubiertas, la realidad es que el encofrado, cuando se hace en el sitio, resulta muy costoso de mano de obra, de madera y, sobre todo de plazo y cuando por su repetición es indicativa la prefabricación, los grandes pesos y los gálibos del transporte limitan grandemente su empleo.

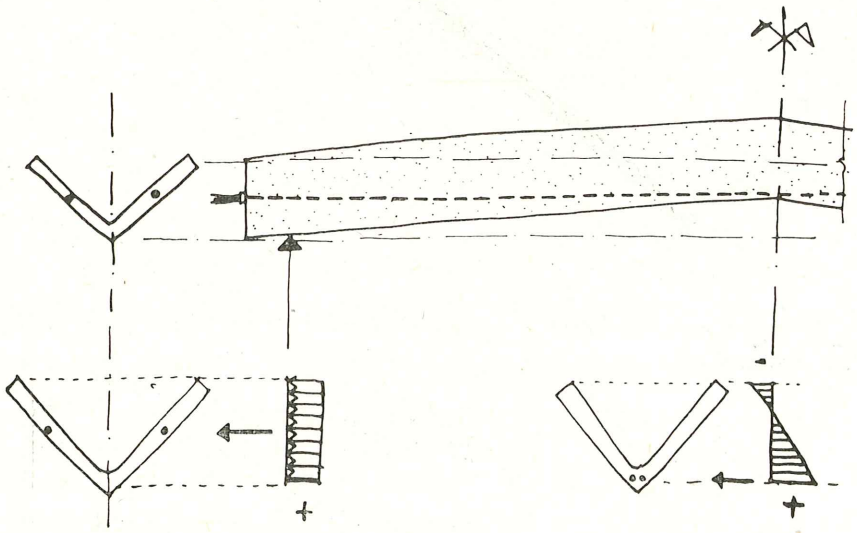


Figura 1.

Por otro lado, las membranas muy delgadas de hormigón armado con espesores de 5 centímetros o menos crean problemas de aislamiento térmico, siendo fuente de grandes condensaciones, en algunos edificios industriales. Todo ello y por nuestra condición de ceramistas, nos impulsó a buscar el camino de láminas de mayor espesor, pero de menor peso y, por ende, más aislantes y resistentes.

Pensamos también en prefabricar, pero a ser posible a pie de obra, para evitar las complicaciones del difícil transporte.

Todo ello exigía unos moldes o formas muy simples, de poco costo, para dejarlo perdido. Por todo ello tratamos de huir de formas alabeadas o curvas, que aunque teóricamente parecen simples, luego tienen problemas de mayor cuantía.

Como el sistema constructivo que creíamos más adecuado era el de pretensado, buscamos también que los cables de estos fueran rectos y se anclasen por adherencia.

Después de algunos razonamientos, más o menos filosóficos, estimamos como más conveniente una forma en V, que cumple la función de canal, con el centro más alto que los extremos, lo que favorece el desagüe.

De esta manera, el tendón de pretensado que se sitúa en el centro de la altura en los extremos, queda en una trayectoria horizontal, situado en la parte inferior; o sea, en la posición más favorable para absorber el momento producido por el peso propio y la sobrecarga (fig. 1).

Los cables que son horizontales, y pasan de una cara a la otra, son rectos, cosa que me costó bastante trabajo comprender al principio, y que lo dudé, no obstante, haber hallado una demostración geométrica que me lo aclaraba; pero que para tener toda la evidencia hice una pequeña maqueta con libros abiertos (fig. 2).

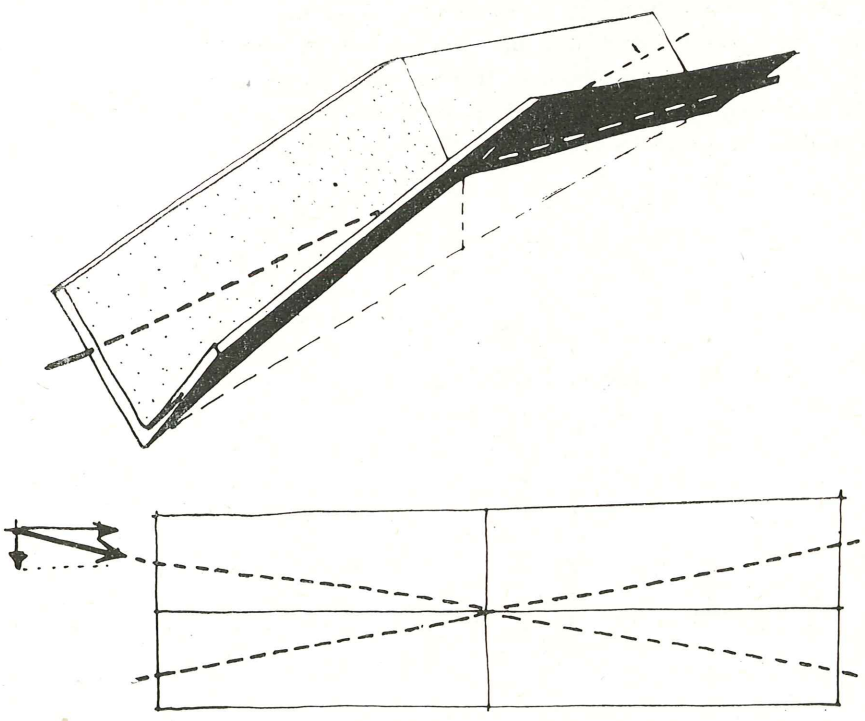
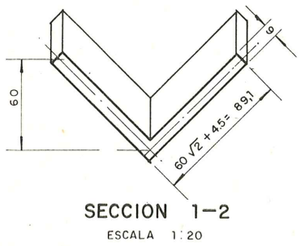
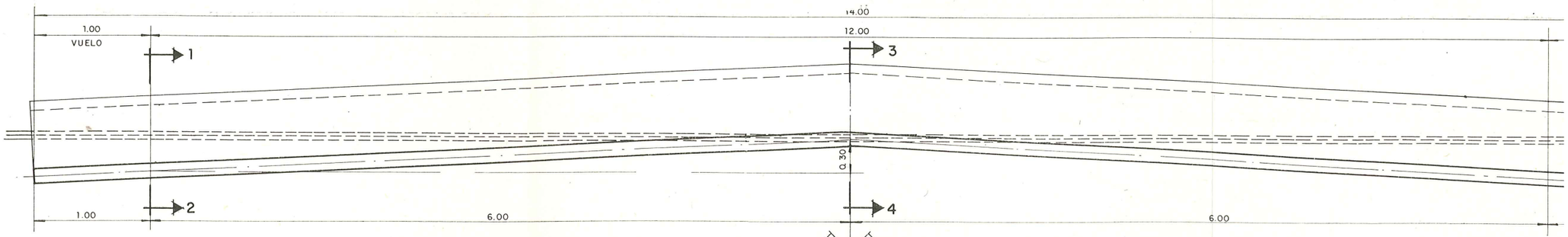


Figura 2.

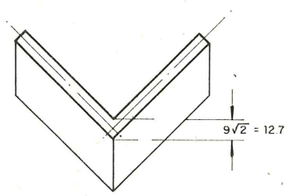


SECCION 1–2

ESCALA 1:20



ESCALA 1:20

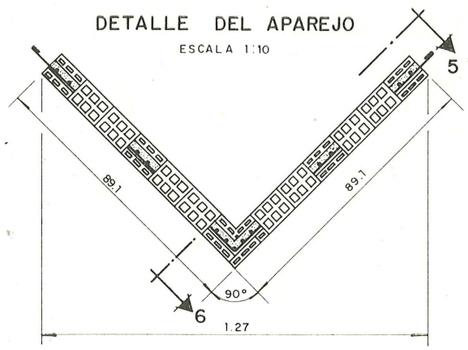


SECCION 3-4

ESCALA 1:20

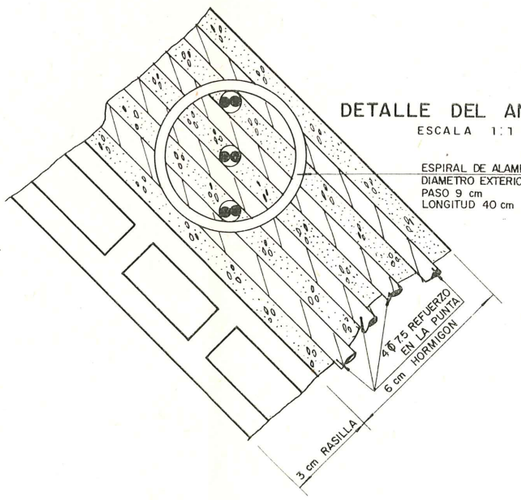
DETALLE DEL APAREJO

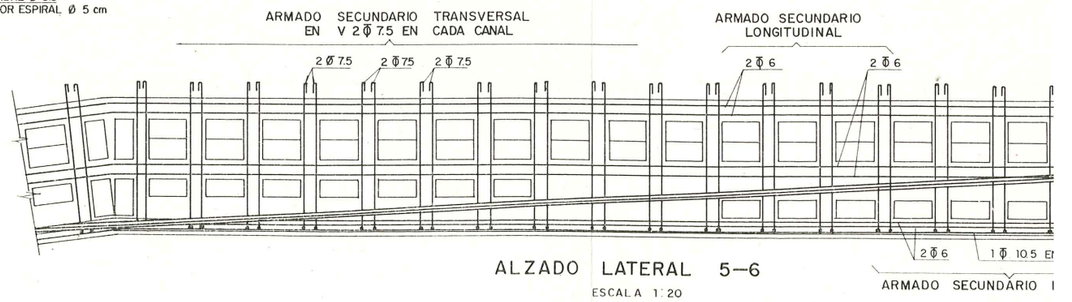
ESCALA 1:10



DETALLE DEL ANCLAJE

ESCALA 1:1

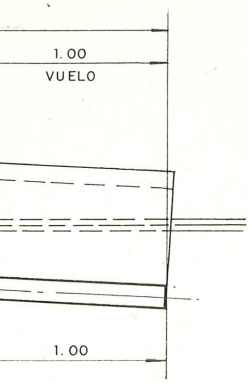


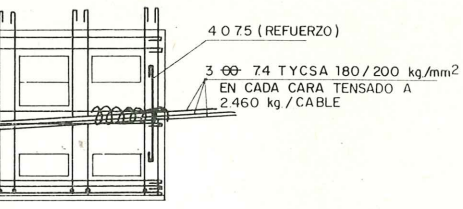


ALZADO LATERAL 5–6

ESCALA 1:20

Figura 3.





N EL VERTICE

LONGITUDINAL

VIGA V DE 60

El que los cables sean rectos supone una gran ventaja, no sólo por la sencillez del tensado, sino porque la pieza acaba teniendo una compresión longitudinal y otra transversal que, indudablemente, mejora el comportamiento estructural.

La primera pieza o prototipo la proyectamos de ladrillo hueco doble y rasilla combinándolos para dejar el paso a los alambres de pretensado y a la ferralla complementaria. Aquí vemos el plano de construcción, en el que vemos el tendón fundamental, con su anclaje y la armadura de reparto complementaria (fig. 3).

Esta armadura cumple además de una misión de relleno y de conexión el resolver algunas solicitaciones transitorias, mientras la pieza está aislada.

En el borde debido a la componente transversal, los lados de la V tienden a cerrarse, mientras que en el centro, el peso de estas alas tienden a abrirla. Naturalmente una vez unidas y conectadas en su posición definitiva, no existen estos esfuerzos secundarios y el conjunto trabaja adecuadamente (fig. 4).

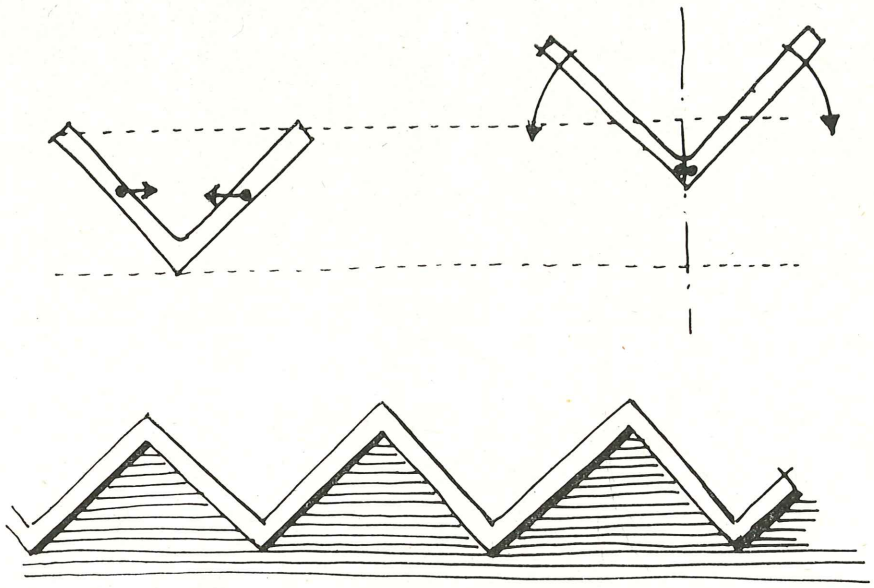


Figura 4.

En las figuras 5 y 6 vemos este prototipo levantado de su banco; esta pieza tiene 14 metros, un peso de 3,0 toneladas, un espesor de 10 cm; las tensiones de trabajo son:

En el borde (tensión media)	18 Kg/cm²
En el centro (al destensar)	+ 5 + 40
Bajo carga	+ 38 — 0

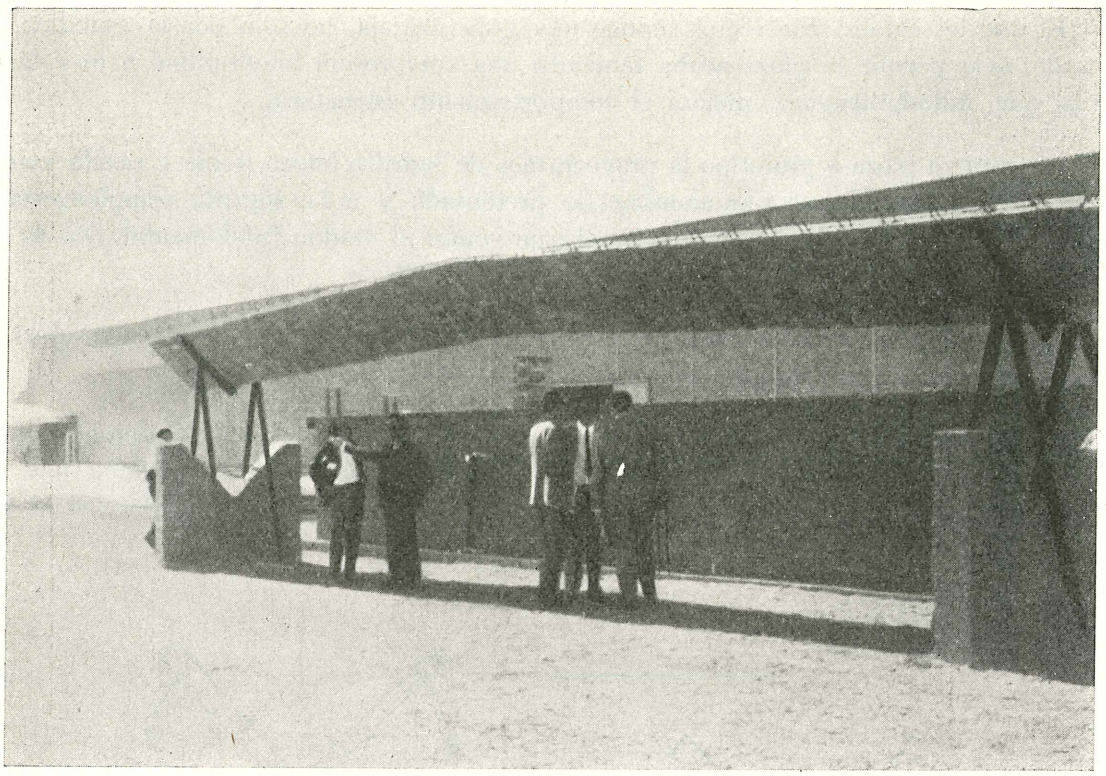


Figura 5.

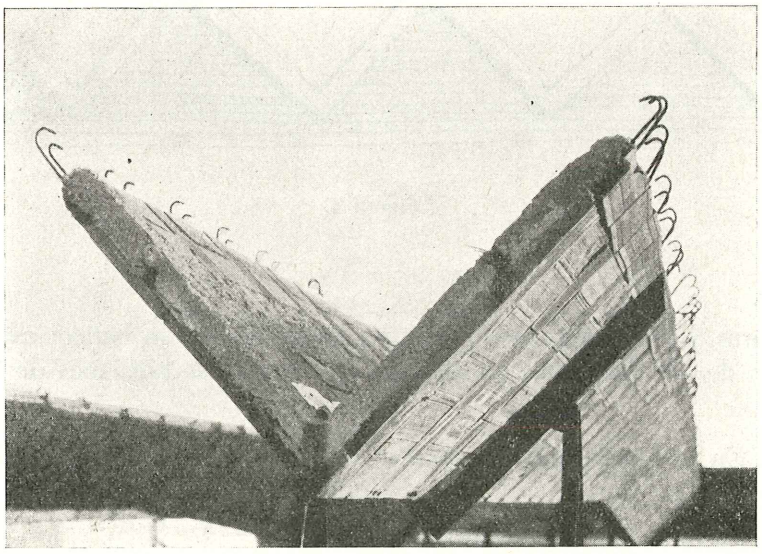
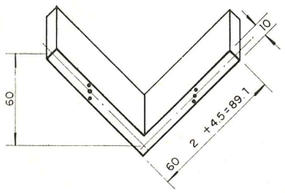
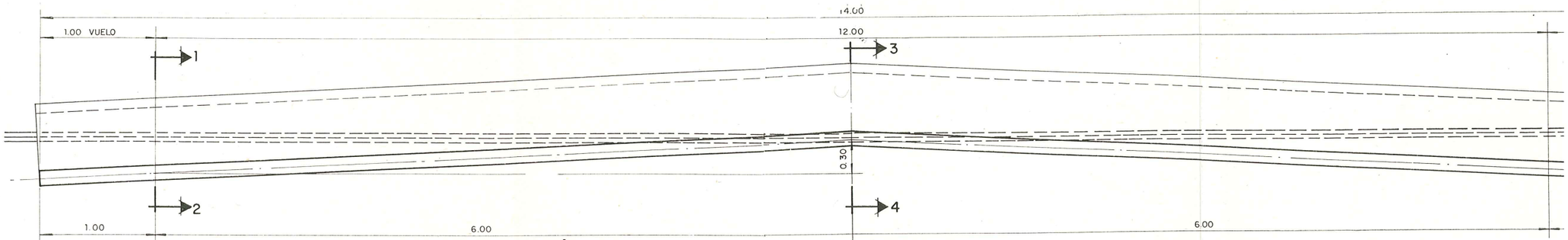


Figura 6.



SECCION 1-2

ESCALA 1:20

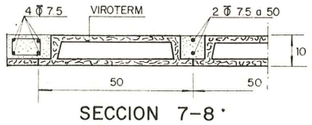


ESCALA 1:20

MATERIA NECESARIO PARA CADA PIEZA

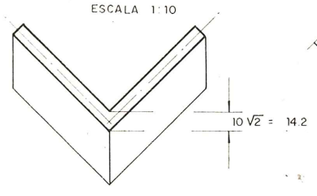
28 BOVEDILLAS VIROTERM DE 1.50 x 0.50 x 0.10

12 PLACAS DE DOS Y MEDIO centímetros 1.50 x 0.50 x 0.025



SECCION 7-8

ESCALA 1:10

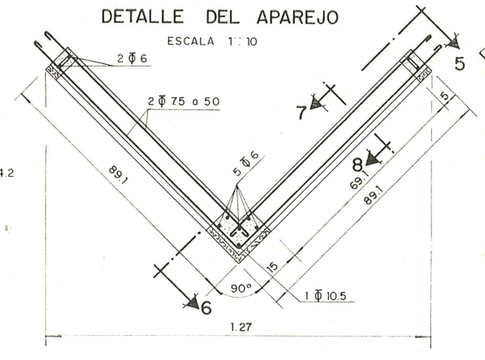


SECCION 3-4

ESCALA 1:20

DETALLE DEL APAREJO

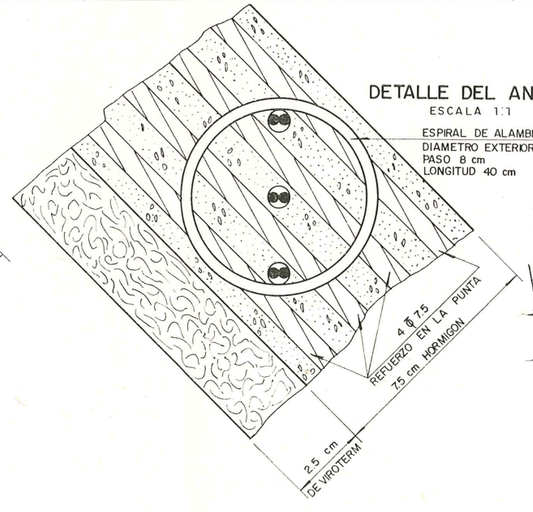
ESCALA 1:10

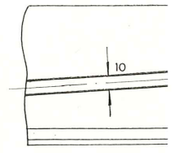


DETALLE DEL ANCLAJE

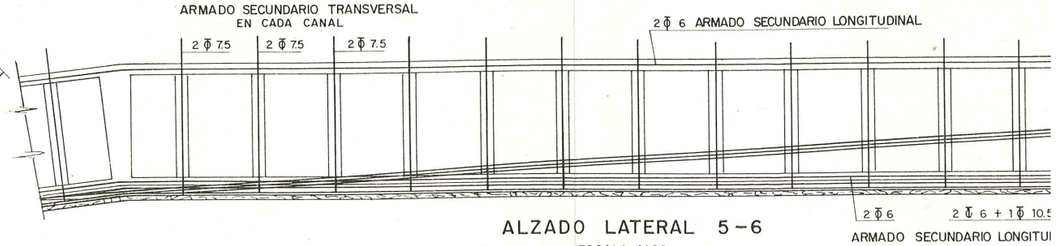
ESCALA 1:1

ESPIRAL DE ALAMBRE Ø 3.9
DIAMETRO EXTERIOR ESPIRAL 6.5 cm.
PASO 8 cm
LONGITUD 40 cm





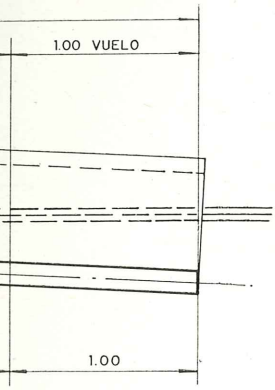
ARMADO SECUNDARIO TRANSVERSAL
EN CADA CANAL

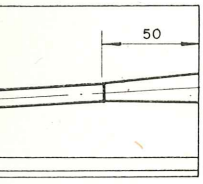


ALZADO LATERAL 5-6

ESCALA 1:20

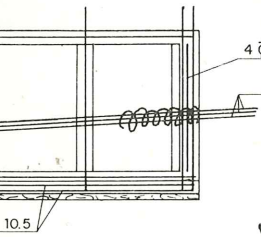
Figura 7.





DETALLE DE LA ROZA PARA ALOJAR LOS CABLES

ESCALA 1:20



ITUDINAL

VIGA V DE 60

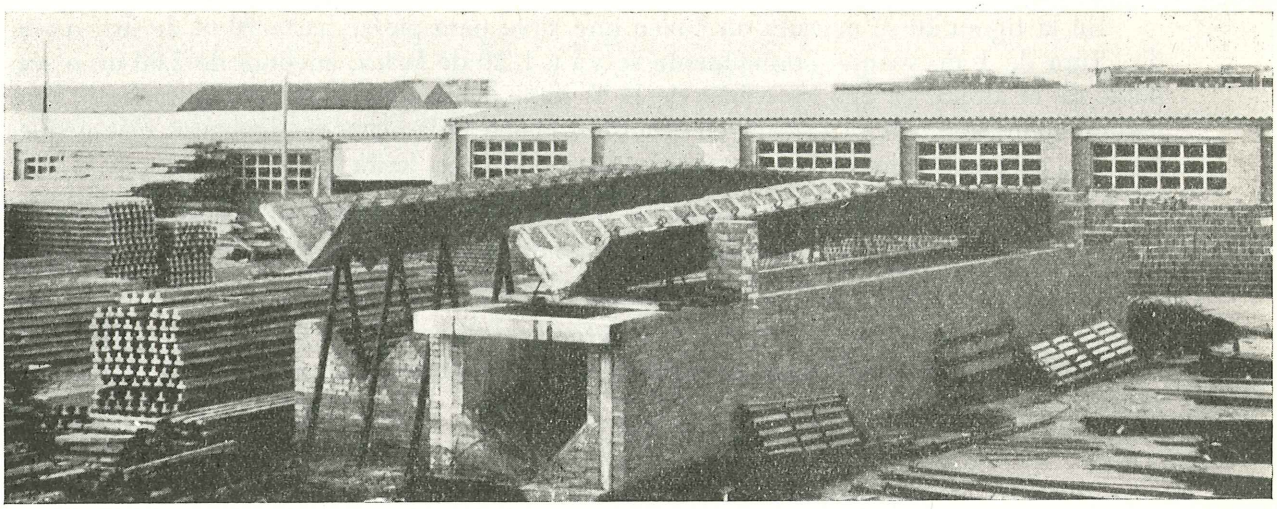


Figura 8.

tensiones que son muy bajas, lo que nos animó a hacer otra prueba con un material aún más ligero. Con placas de virutas de madera aglomeradas, aquí (fig. 7) vemos el plano de construcción, donde se detallan las piezas, aprovechando las existentes en el mercado y la disposición de la armadura tesa y la ordinaria.

En la figura 8 vemos el elemento levantado del banco y, comparado con el anterior, se obtiene un menor peso, un mayor aislamiento y unas tensiones más bajas.

Proyectando unas piezas adecuadamente se pueden obtener ciertas ventajas.

En la figura 9 vemos el banco utilizado; es de albañilería y sólo hay que tener cuidado en que debe aguantar la compresión de varios cables, ya que las piezas se pueden fabricar unas encima de otras.

Figura 9.

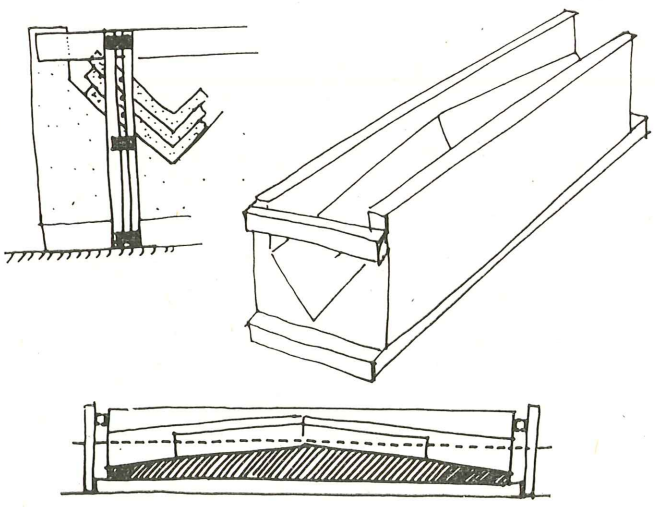
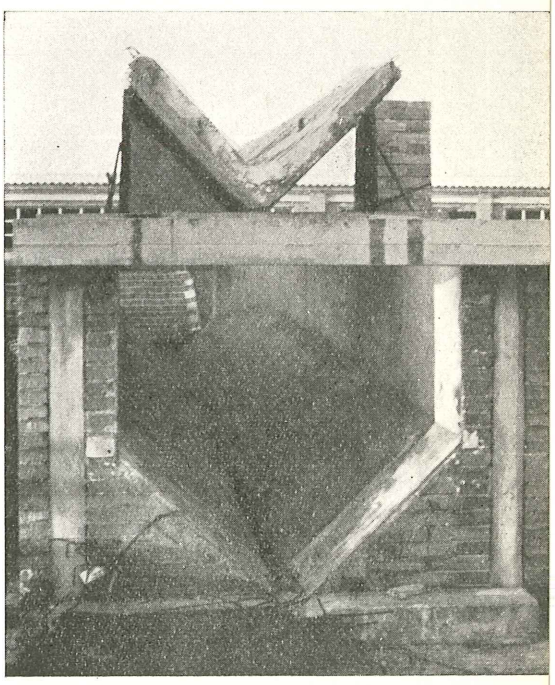


Figura 10.



En la figura 10 se muestra un banco que sirve para piezas hasta 20 m de luz; o sea, de altura de 1 m, ya que normalmente se va a 1/20 de la luz, anchura de 2,00 m; o sea, doble de la altura, ya que los cables de la V están inclinados a 45° de la vertical. Pero naturalmente se pueden construir en el mismo banco toda clase de elementos más pequeños. Las piezas se pueden fabricar unas encima de otras hasta 3 ó 4.

Dada la pequeña tensión necesaria, se suele emplear el utillaje de tensar las viguetas, por lo que este sistema es adecuado a pequeñas instalaciones y fácil de preparar en la propia obra. Su empleo es adecuado para luces entre 12 y 20 metros.

El efecto estético es muy agradable y, además de las ventajas de aislamiento térmico, constituye un buen absorbente del sonido, lo que contribuye a mejorar el confort del recinto.

591 - 0 - 15

últimas obras tensadas con el sistema Barredo

C. BARREDO

Sr. Presidente, Sras., Sres.:

Desde la Asamblea de Bilbao hasta ahora, el hormigón pretensado ha experimentado una gran transformación en España, no sólo por el volumen de obra realizado, sino también por la variedad de campos de aplicación.

De las obras tensadas con el sistema Barredo voy a entresacar algunas de diversos tipos procurando, con la variedad, cansarles lo menos posible, pues la novedad se va haciendo cada vez más difícil.

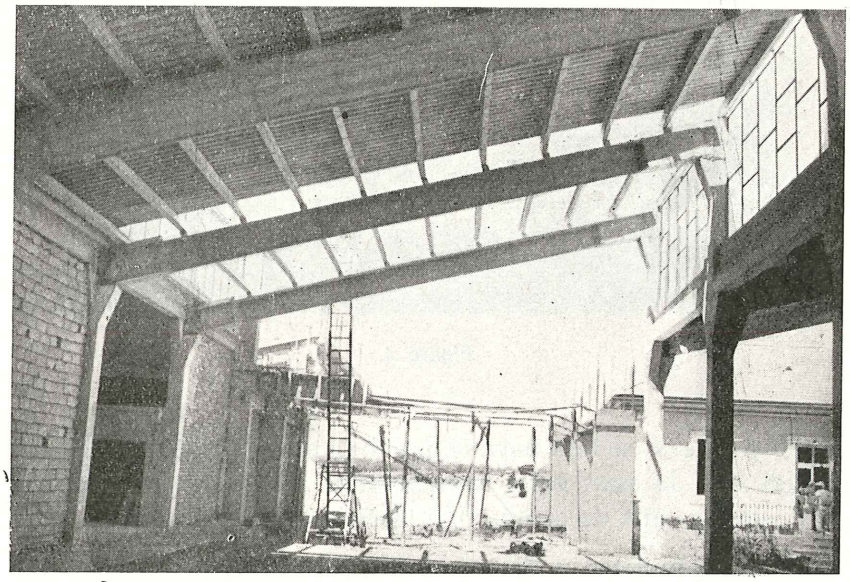


Figura 1.

En la figura 1 tenemos una cubierta resuelta con una solución muy simple, para Amianto de España, en Alicante.

La cubierta de la nueva lonja del pescado, en Algeciras (figs. 2 y 3), se ha realizado con vigas de 25 m de luz de sección en Y invertida, como las utilizadas en el mercado de

Ruzafa, aquí en Valencia. La figura 4 representa una cubierta con vigas laminares de 30 m de luz y 4,50 m de anchura en San Baudilio de Llobregat.

La prefabricación por dovelas, que estaba perdiendo adictos, ha recibido un fuerte impulso con las vigas que fabrica la sociedad Hueco, S. A., con proyecto de D. Miguel Fi-

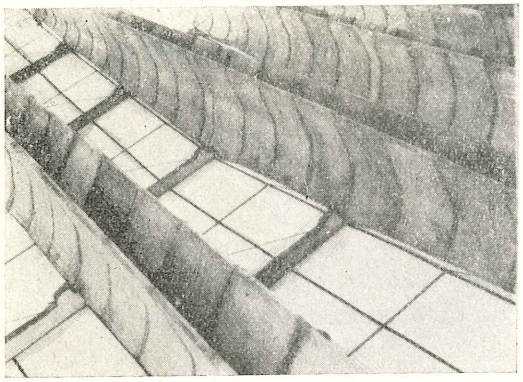


Figura 2.

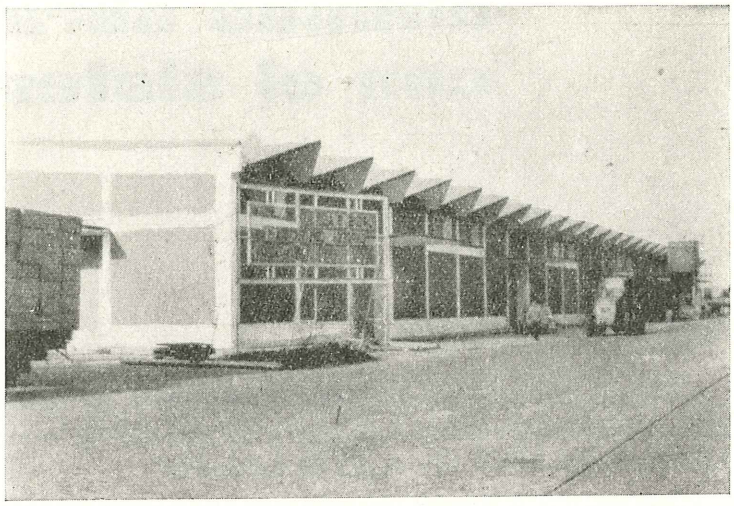


Figura 3.

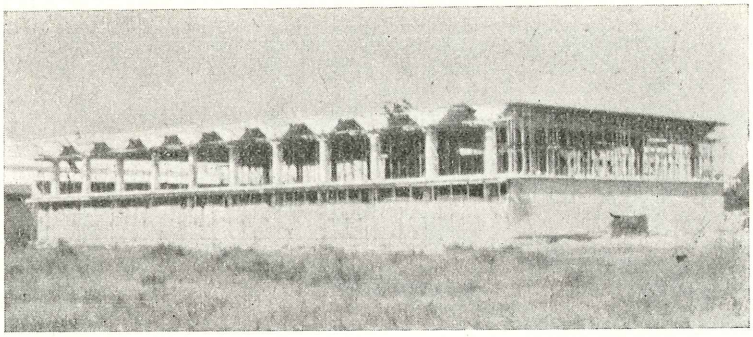


Figura 4.

sac. En la figura 5 puede verse una nave con este tipo de cubierta, y en la figura 6, un ensayo de carga de una de estas vigas para forjados de grandes luces y cargas, con sección cerrada, en cajón, y capa de compresión hormigonada posteriormente.

En el campo de los puentes, podemos mostrar el tablero del Puente de Santiago, en Zaragoza (fig. 7), construido por Dragados y Construcciones, S. A., con proyecto de D. Tomás Mur.

El puente de los enlaces ferroviarios deMiraflores (fig. 8), también en Zaragoza, proyecto de D. José A. López Jamar, construido por Dragados y Construcciones, S. A.

El acueducto de Loriguilla, entre Liria y Chelva, al noroeste de Valencia (figs. 9 y 10), construido por voladizos sucesivos y tensado con cordones de 3 ∅ 0,7″, formados con cables de 19 alambres. Tiene una luz central de 100 m, y por su parte superior pasarán

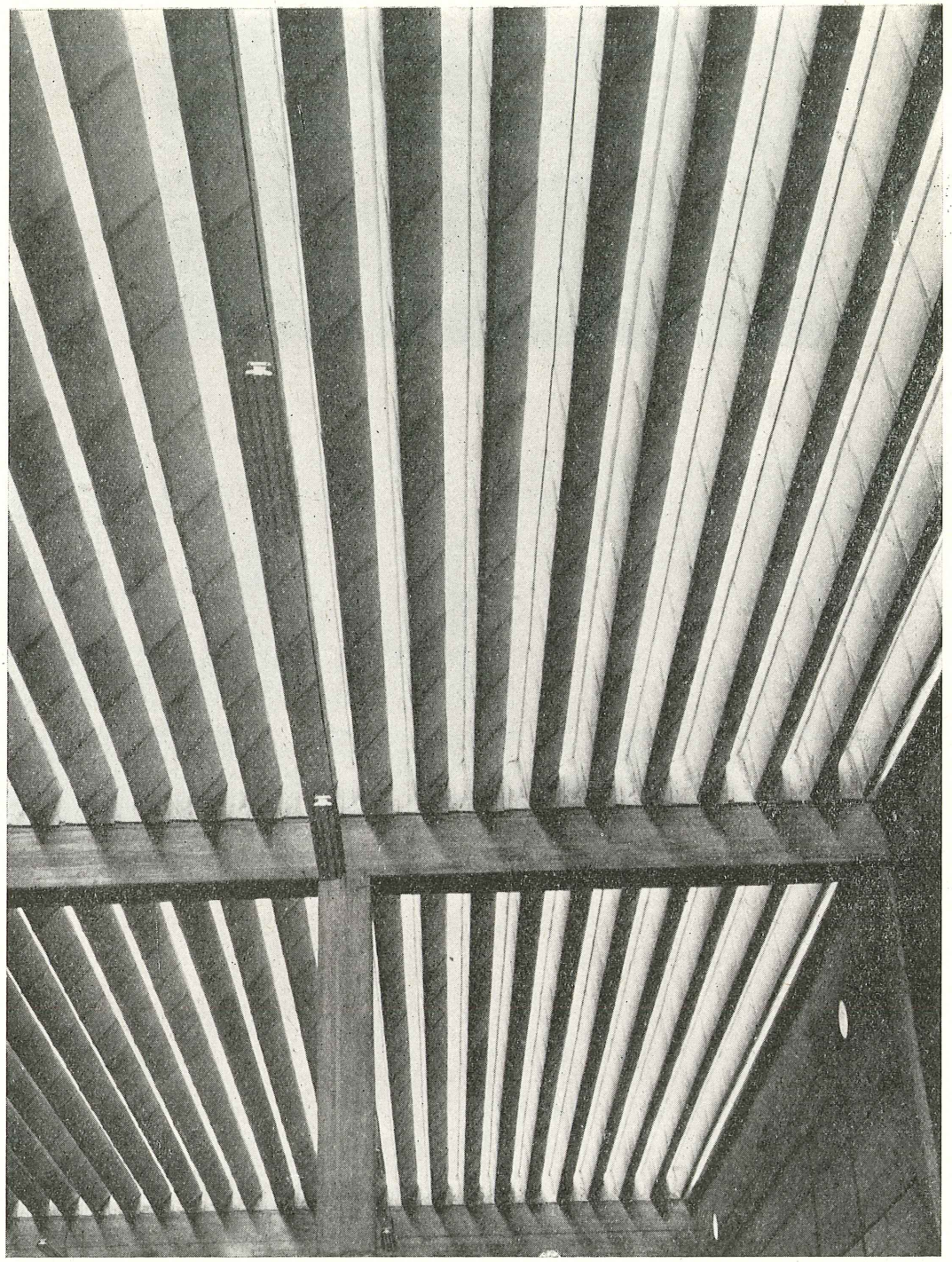


Figura 5.

Figura 6.

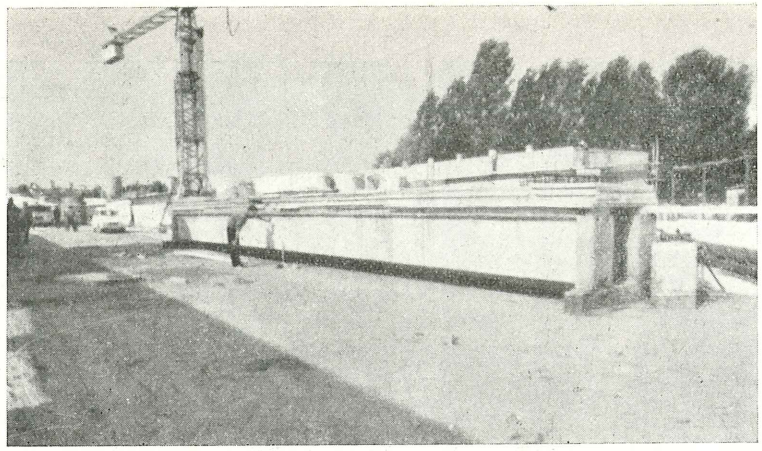




Figura 7.

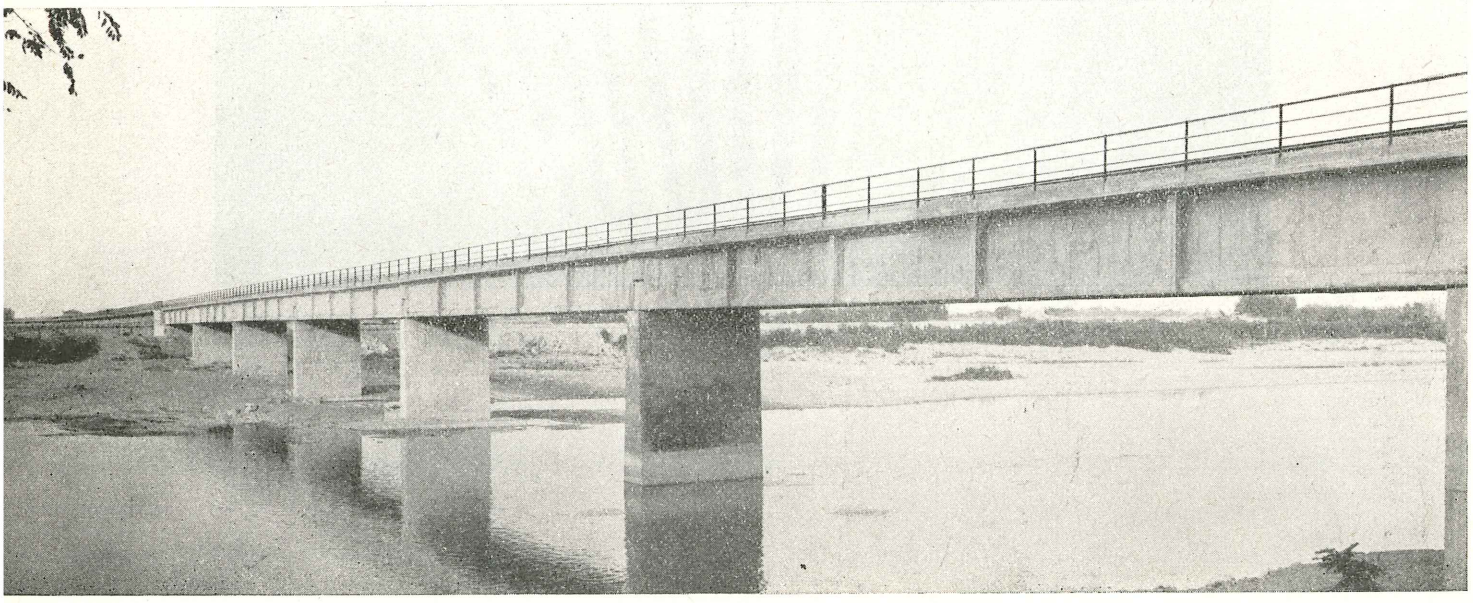
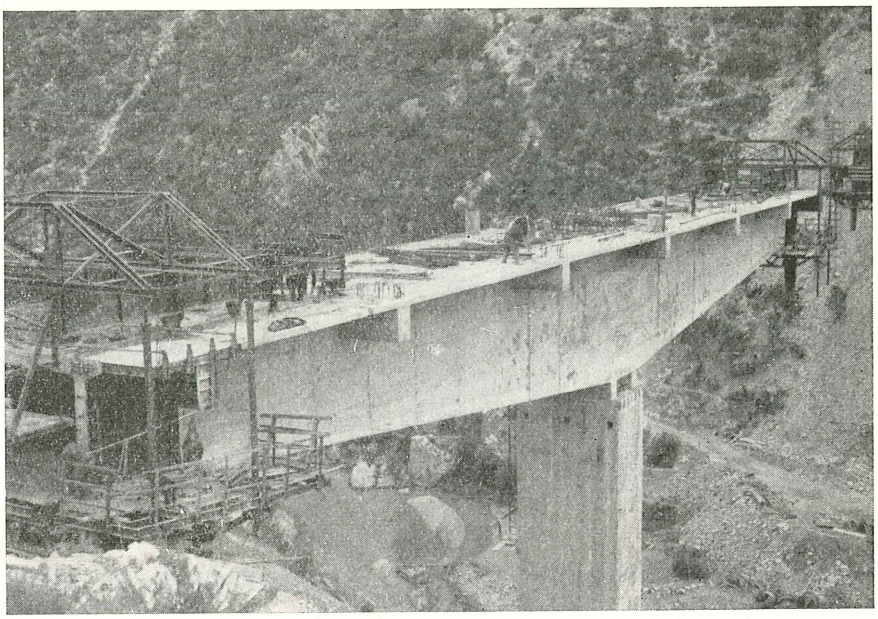


Figura 8.

Figura 9.



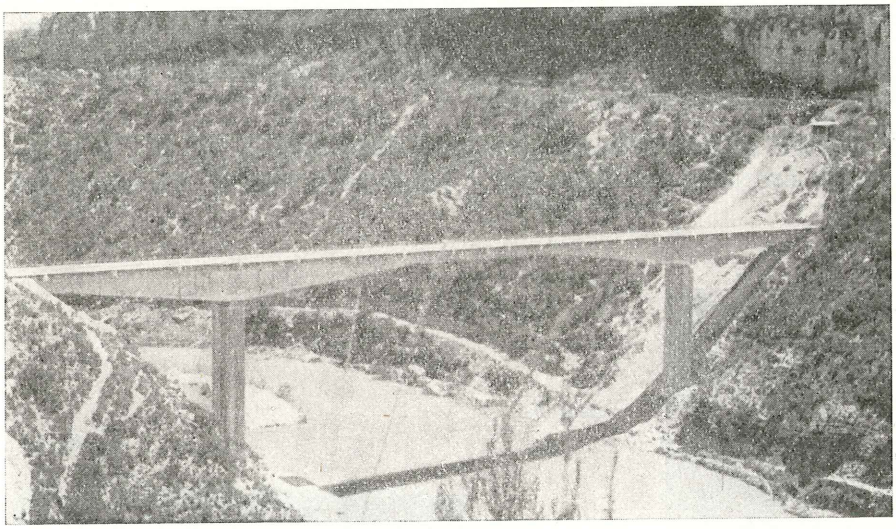
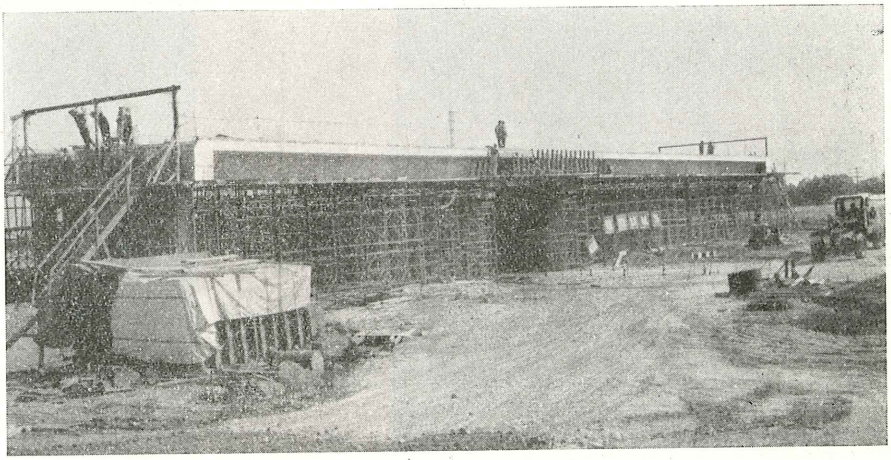


Figura 10.

Figura 11.



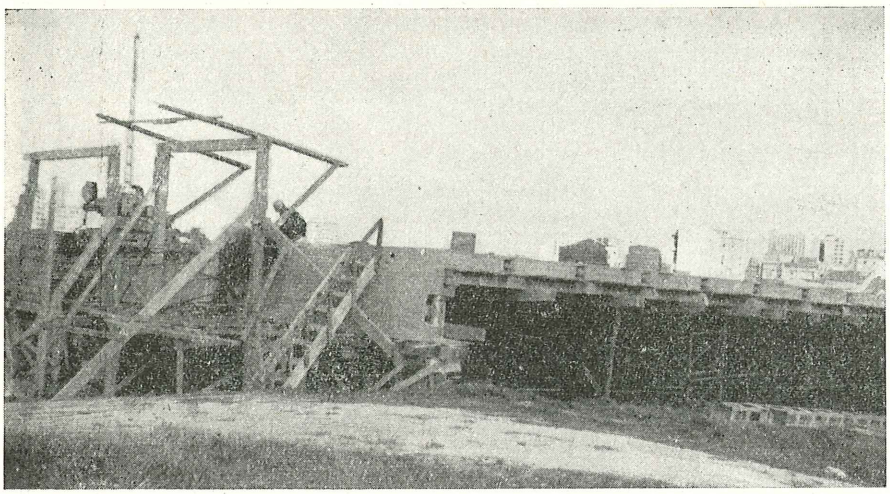


Figura 12.

dos tuberías de 2 m de diámetro. Ha sido proyectado por D. José A. Puyal y construido, en un tiempo récord, por la empresa Coninsa.

En la autopista Zaragoza-Alfajarín estamos tensando 11 puentes para Dragados y Construcciones, S. A.; en la figura 11 se ve un puente losa, proyecto de D. José A. López Jamar.

A la entrada de La Coruña, Hidrocivil está construyendo el puente-losa de la figura 12, con proyecto de D. Carlos Fernández Casado.

En la autopista Villalba-Villacastín estamos tensando, con cables de 12 ∅ 7 mm, las vigas de algunos puentes, construidos por Agromán y proyectados por D. Florencio del Pozo (fig. 13).

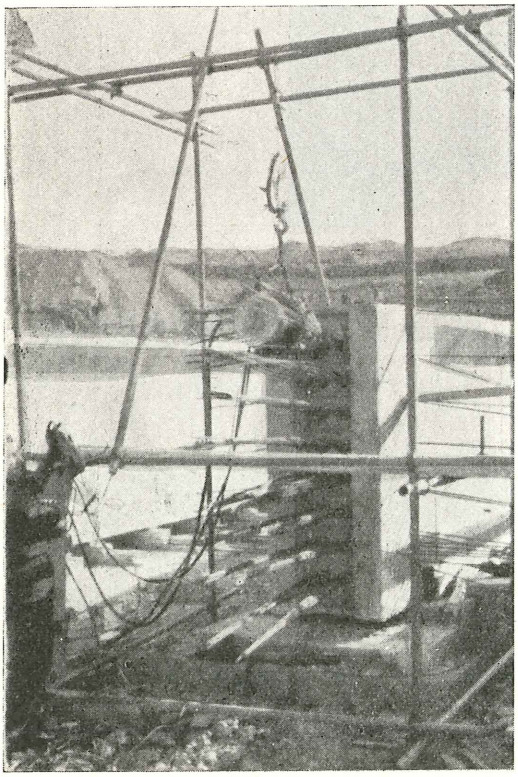
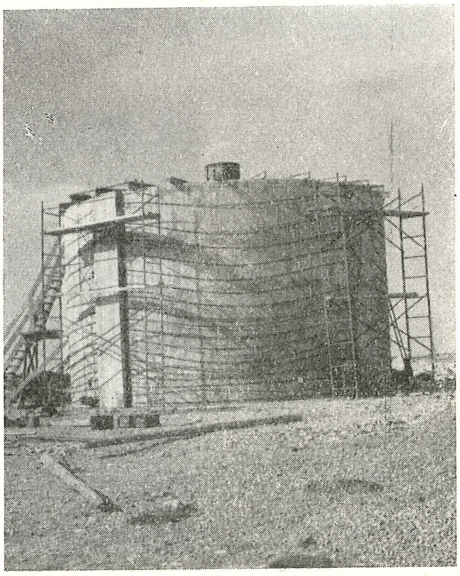


Figura 13.

Figura 14.



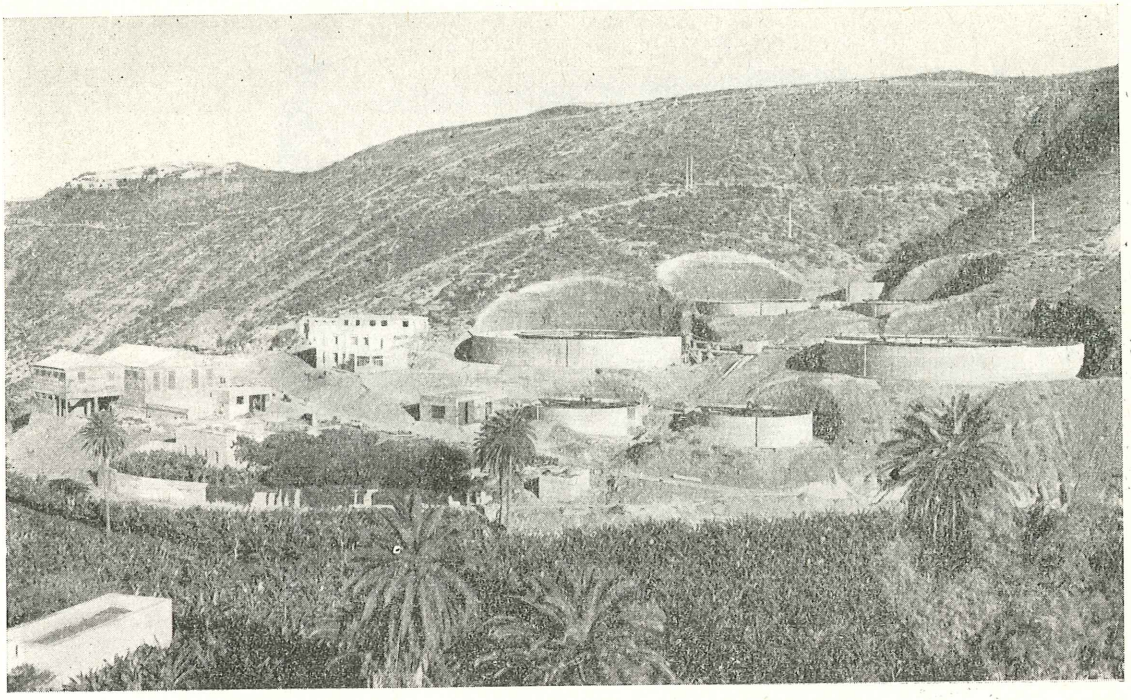


Figura 15.

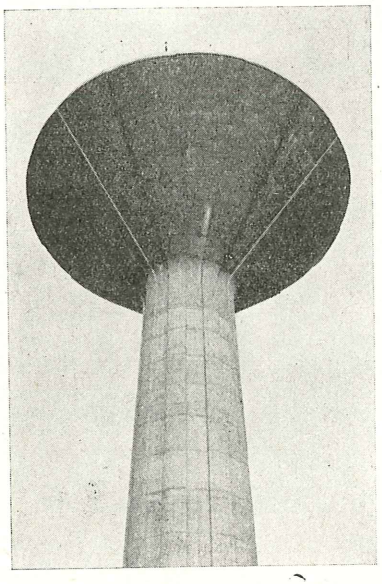


Figura 16.

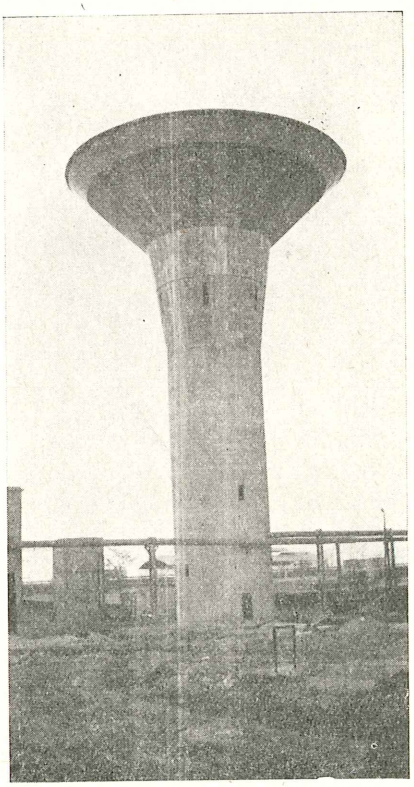


Figura 17.

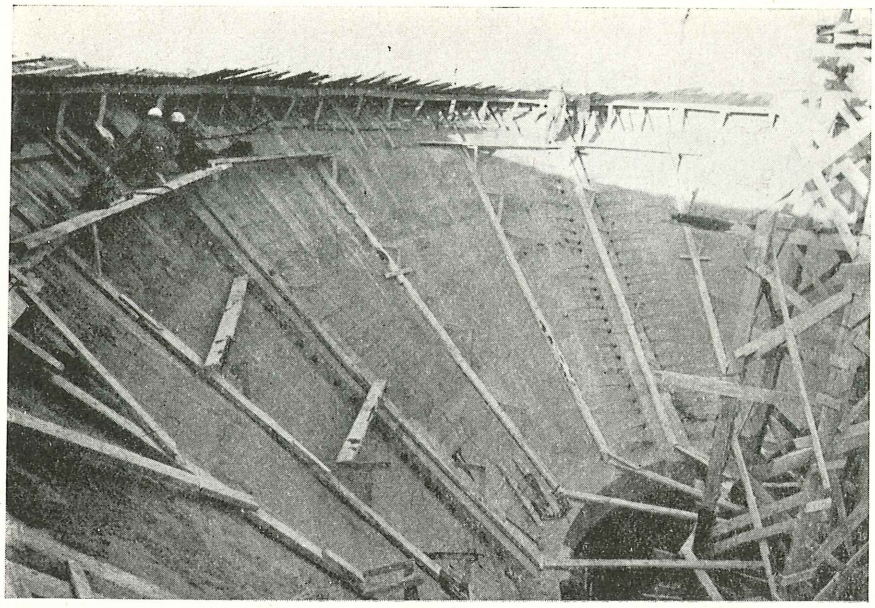


Figura 18.

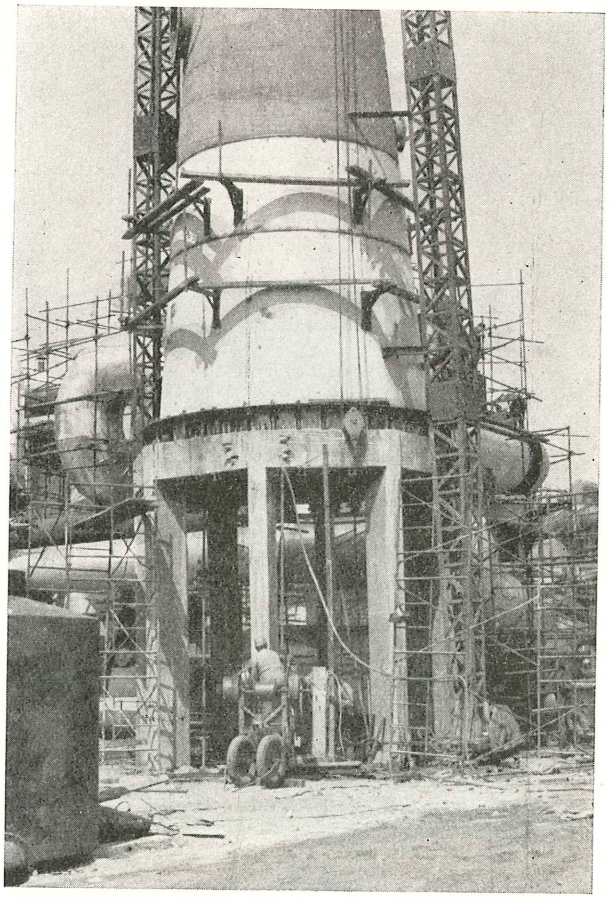


Figura 19.

Continúan haciéndose depósitos zunchados, sea con pared de ladrillo o de hormigón, como el de la figura 14, en Zaragoza, y los de la figura 15, construidos por Cubiertas y y Tejados, S. A., para el abastecimiento de aguas a Las Palmas de Gran Canaria.

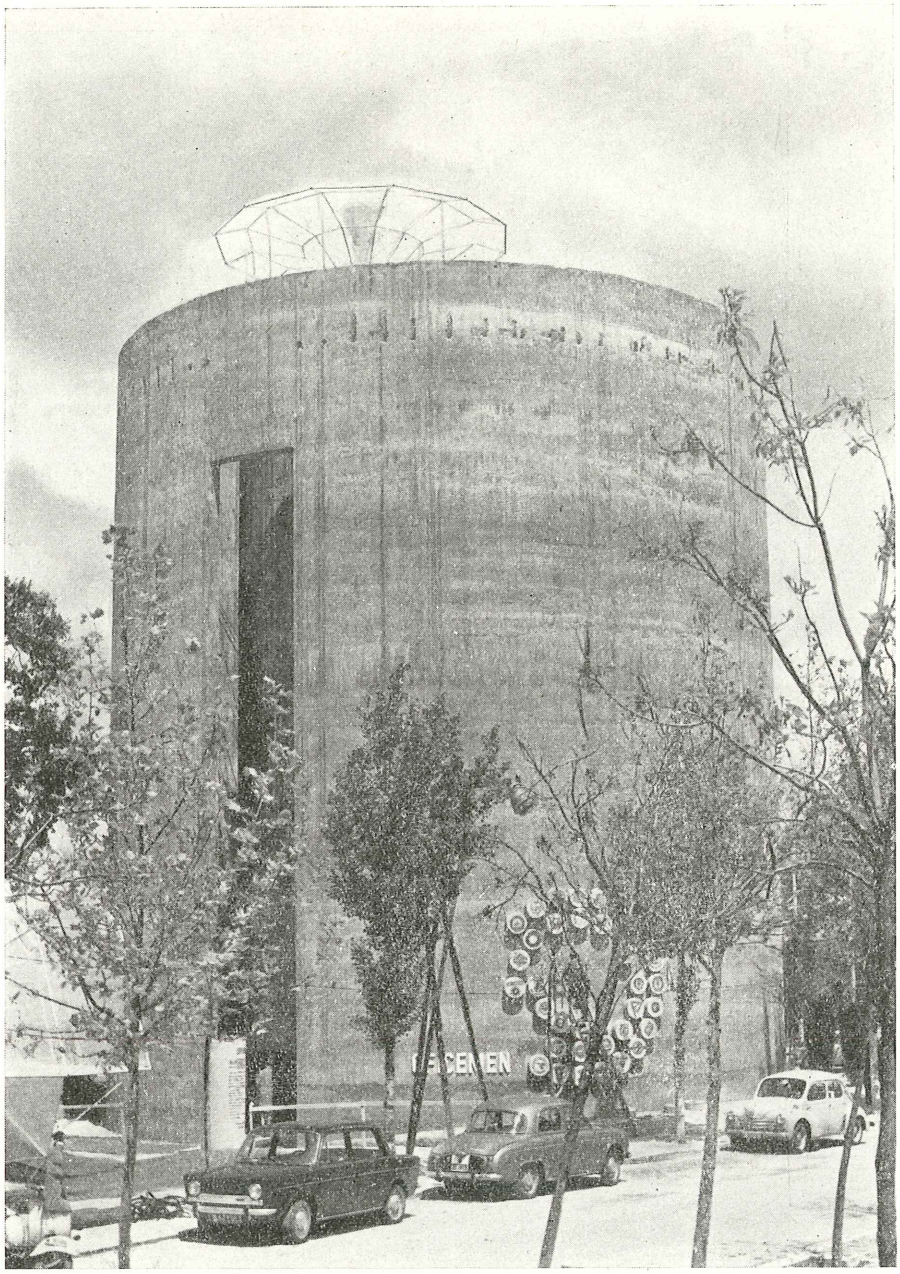


Figura 20.

Entre los depósitos elevados podemos presentar dos proyectados por don Florencio del Pozo; el primero, construido por Cubiertas y Tejados, S. A., en el Prat de Llobregat (fig. 16), y el segundo, en Getafe (fig. 17). Este último tiene la particularidad de llevar las pilastras de tensión por el interior en vez de por fuera como el otro, con lo que la operación de tensión se simplifica de manera importante (fig. 18).

En el capítulo de realizaciones varias podemos presentar una base para una chimenea de 75 m de altura (fig. 19), que va sujeta al terreno mediante anclajes en roca y que ha sido proyectada por don Emilio Renouard, en Bilbao.

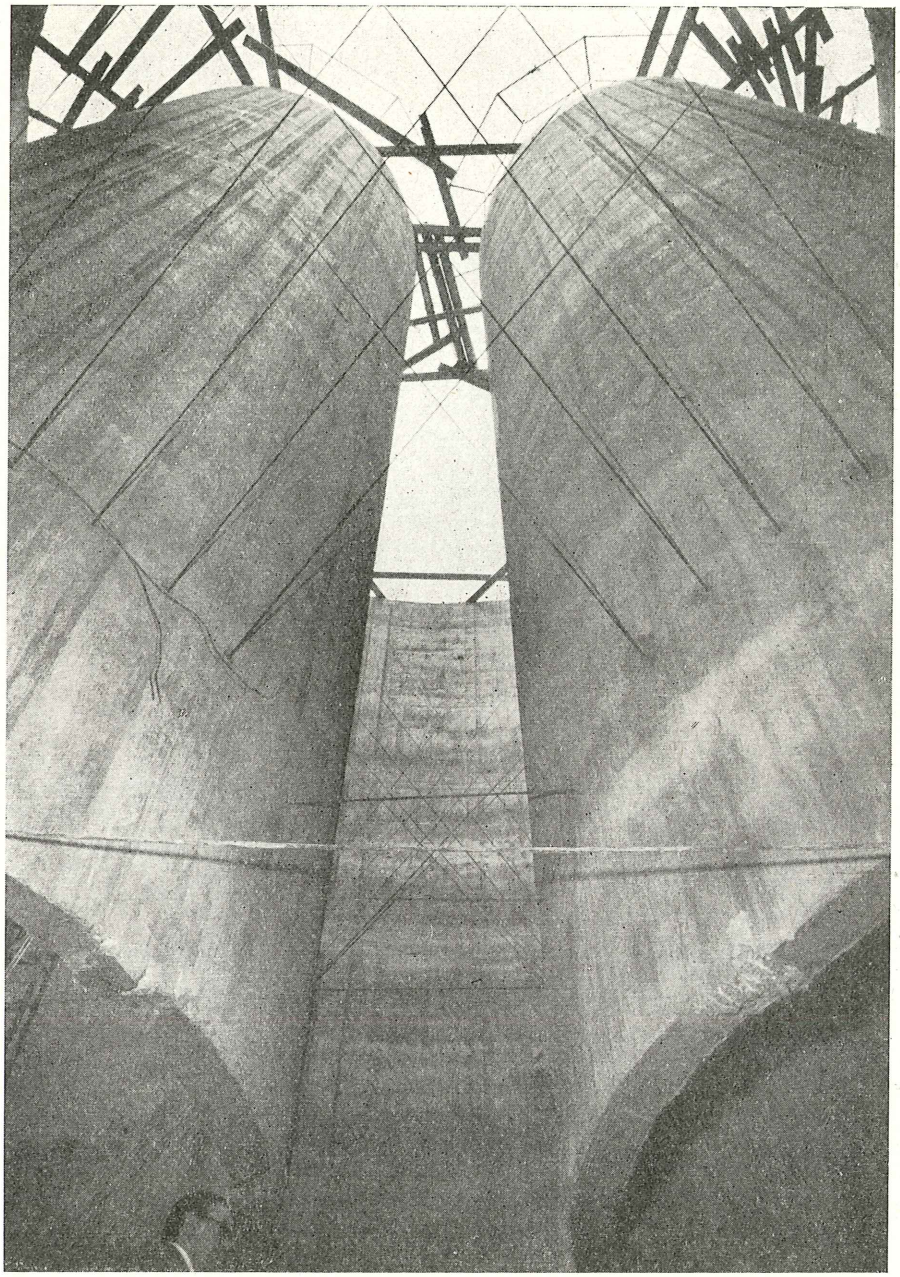


Figura 21.

El pabellón de OFICEMEN, en la FICOP-67 (figs. 20 y 21), obra que se construyó en cinco días de trabajo ininterrumpido, es un ejemplo asombroso de colaboración en equipo de distintas empresas. Tiene dos grandes cilindros colgados, de 185 Mp cada uno, suspendidos a 2 m del suelo mediante una red de alambres tensados de 5 mm.

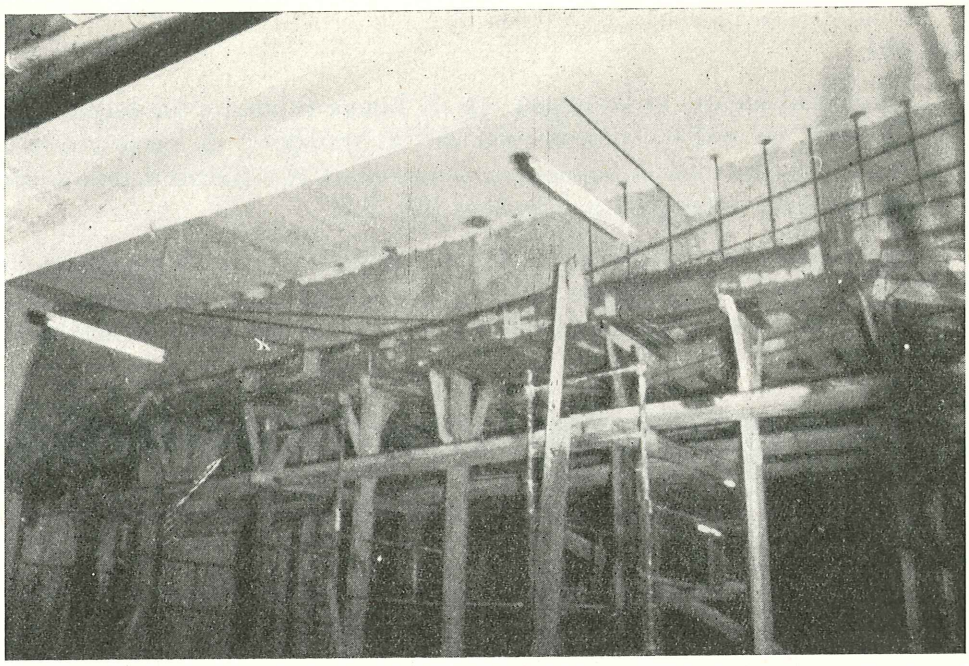


Figura 22.

Entre los refuerzos de estructuras podemos señalar el de las dos plantas inferiores de un edificio en Bilbao, en las que se habían suprimido diversos pilares y desplazado otros respecto a la estructura superior de forma que las vigas no resistían los esfuerzos cortantes creados por las cargas puntuales de los pilares superiores.

Se trataba de una estructura fuertemente hiperestática y de una rigidez tal que las hipótesis de cálculo no presentaban ninguna garantía de seguridad, sobre todo partiendo de la estructura deformada, pues en vigas de 1,50 m de canto aparecían grietas de esfuerzo cortante con 4 y 6 mm de abertura.

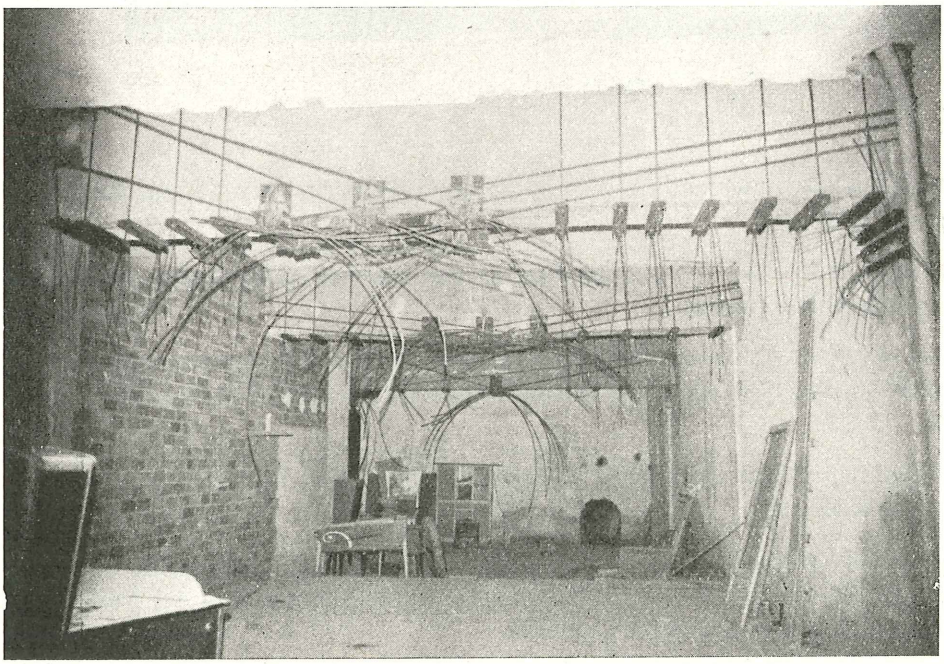


Figura 23.

Cuando nos hicimos cargo de la obra, la estructura estaba ya fuertemente apeada (fig. 22).

Afortunadamente, el hormigón era de buena calidad y las secciones eran suficientes para realizar un trabajo antifunicular de las armaduras de manera que las componentes verticales, bajo los pilares superiores, descargasen el esfuerzo debido a ellos, trasladándolos directamente a los pilares inferiores (fig. 23).

Las componentes horizontales debidas al postesado se despreciaron, toda vez que no podía preverse su distribución en planta, y quedó como un aumento del coeficiente de seguridad, una vez comprobado que en el peor de los casos había hormigón suficiente para resistirlas.

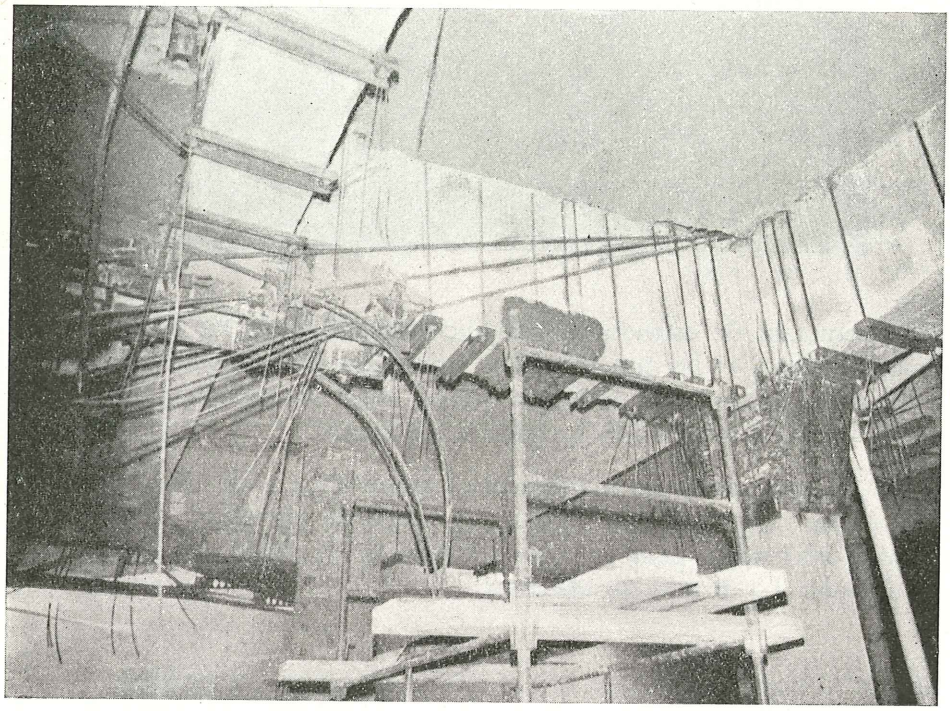


Figura 24.

Fué una labor minuciosa, pues cada punto había que estudiarlo sobre la marcha según se iba descubriendo (fig. 24.)

Los hierros verticales que se ven en las figuras son estribos postensados que hubo que suplementar en bastantes puntos.

Para la fijación de placas y apuntalamiento se emplearon unos soportes con cabeza de husillo que permitían observar cómo se levantaba el edificio al ir dando tensión a las armaduras (fig. 25).

Después de tensadas, dichas armaduras se revistieron, y en la figura 26 puede verse un aspecto de la obra terminada.

Otro ejemplo curioso lo tenemos en tres bloques de viviendas en Beasain, cerca de San Sebastián, que, por un movimiento de cimientos, se habían inclinado de tal forma que sus forjados tenían pendientes hasta del 4 por 100.

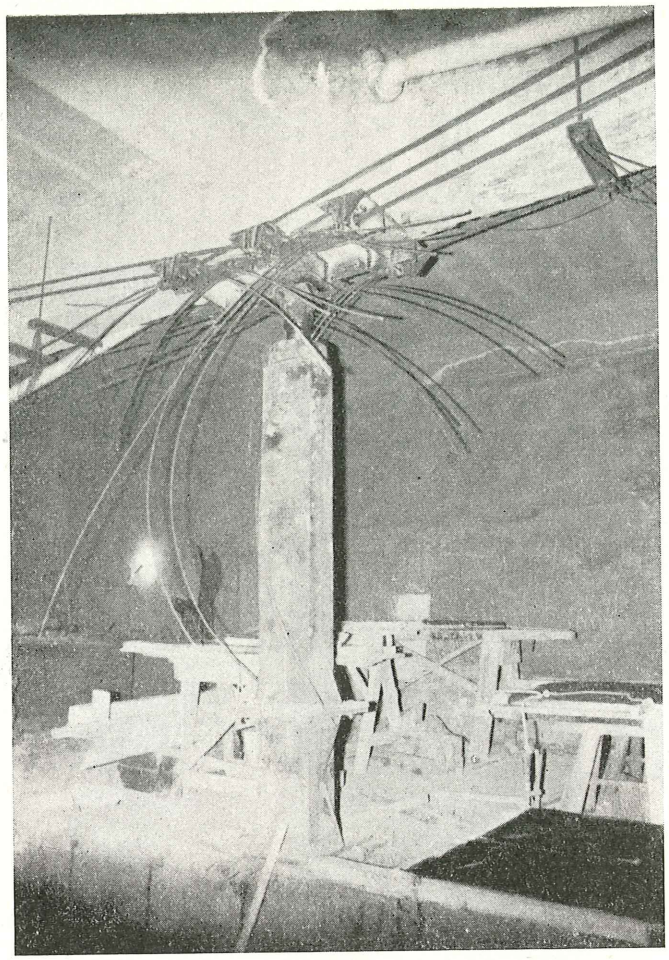


Figura 25.

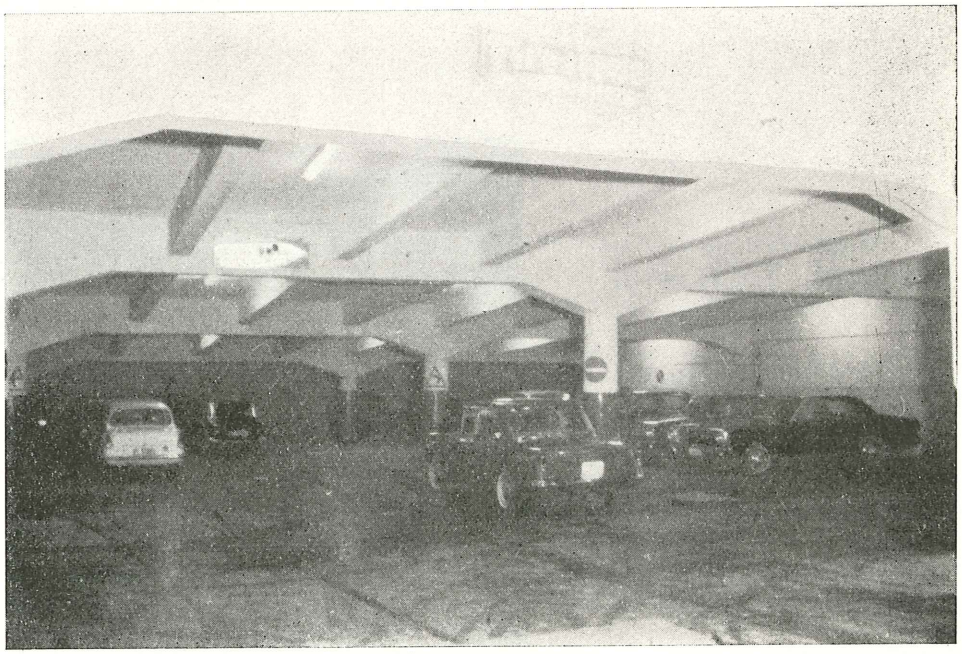


Figura 26.

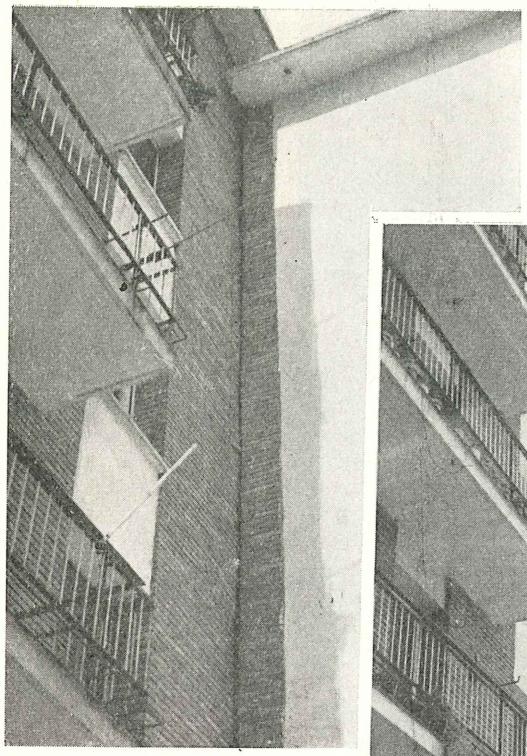
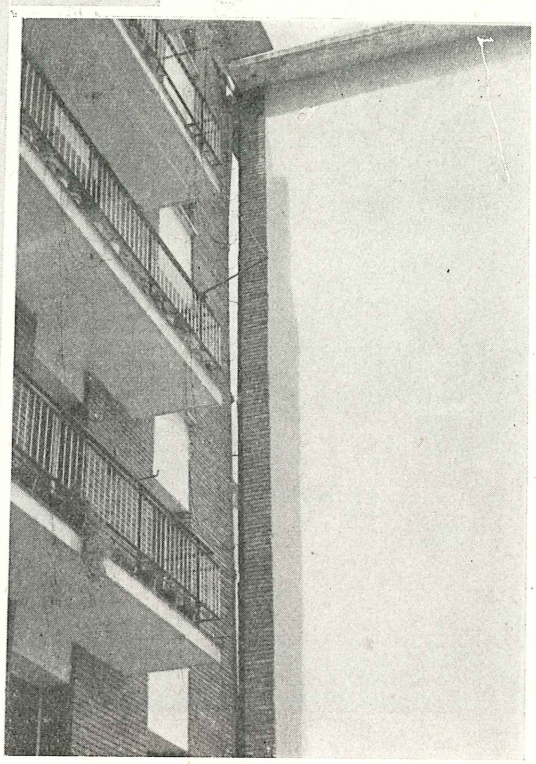


Figura 27.

Figura 28.



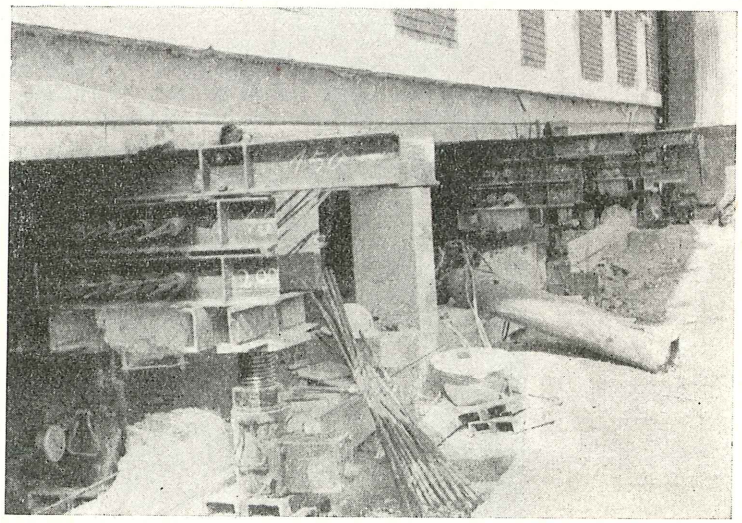


Figura 29.

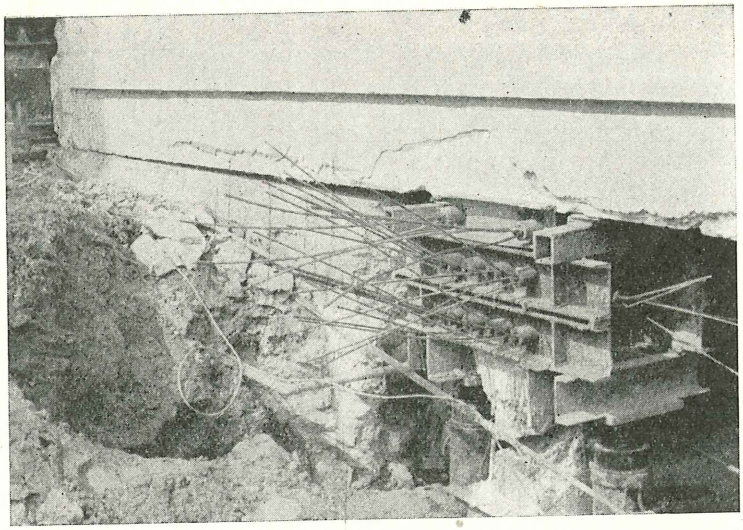


Figura 30.

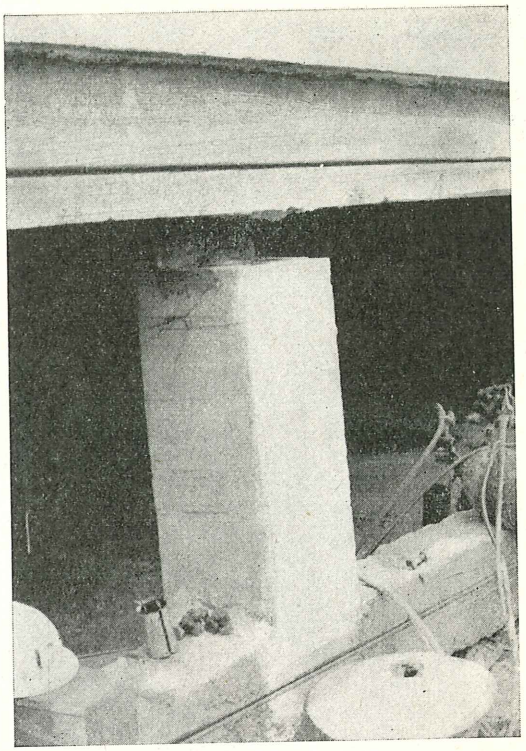
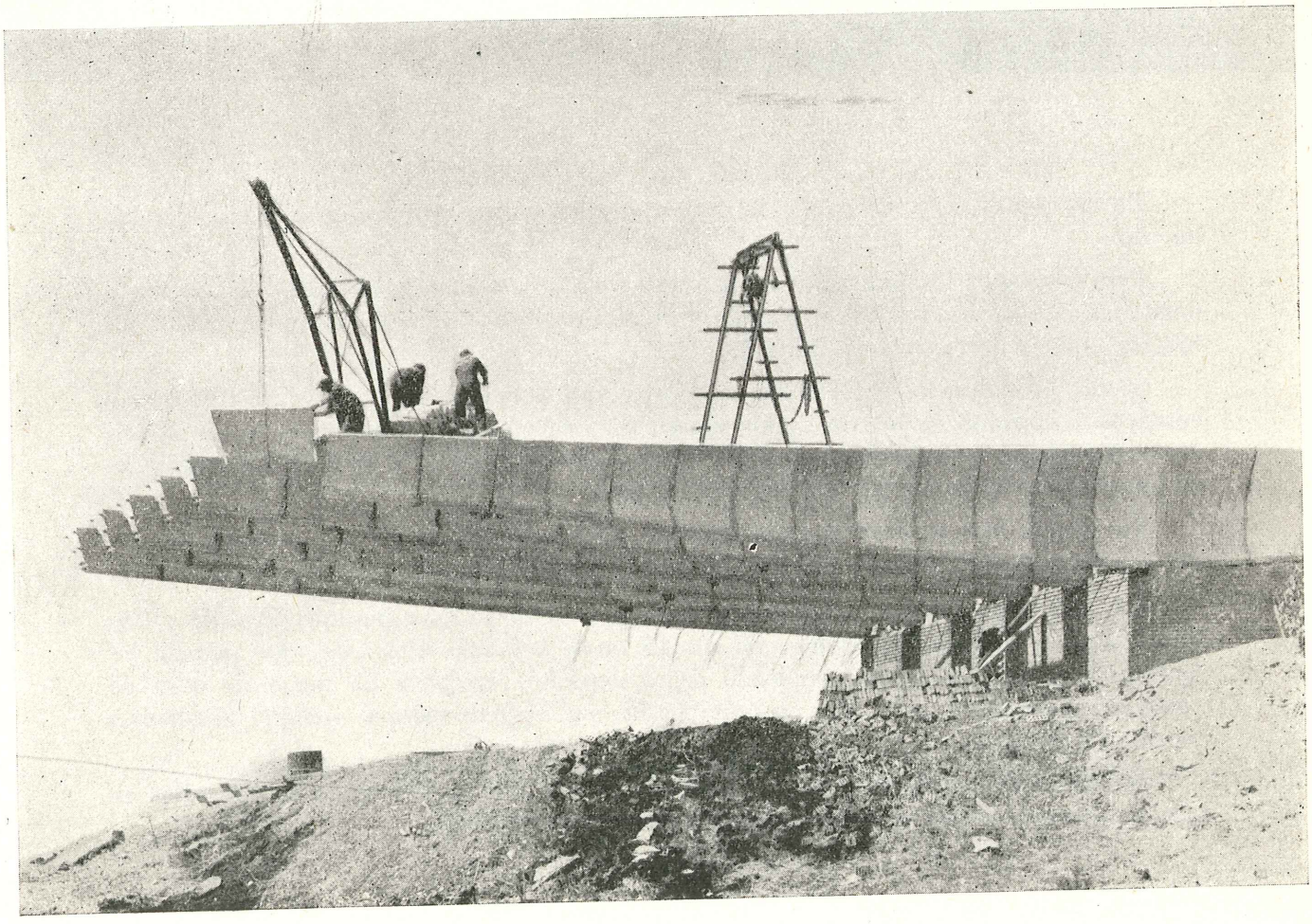


Figura 31.

Figura 32.



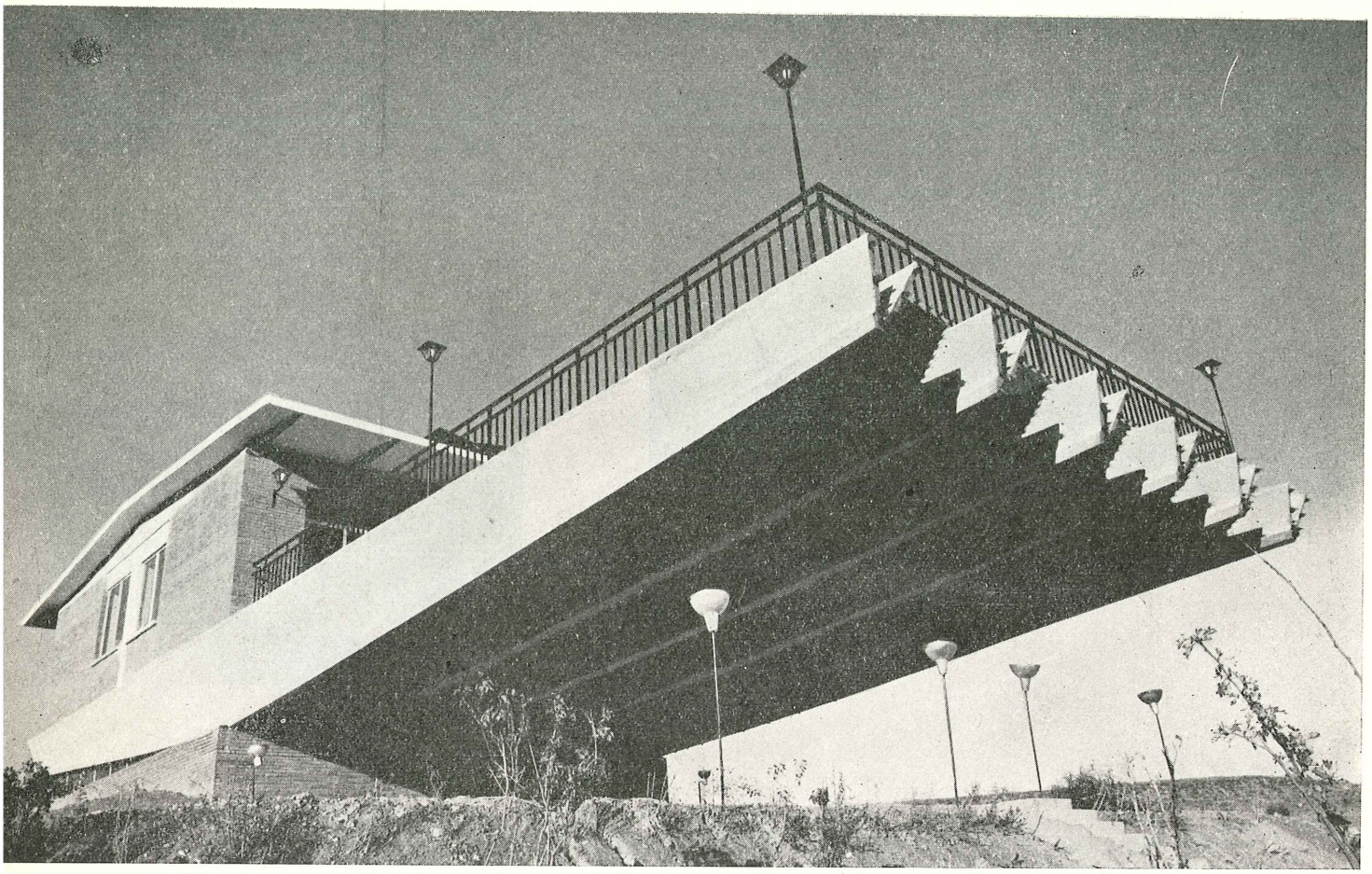


Figura 33.

En las figuras 27 y 28 vemos la esquina de dos casas antes y después del enderezamiento.

Para conseguir levantar estos edificios se crearon, mediante postesado y resinas epoxi, unas ménsulas en los pilares, apoyando en ellas unos gatos hidráulicos que calzaban sobre las zapatas de los pilares (fig. 29).

Se dio presión a los gatos hasta comprobar que estaban soportando la estructura, y entonces se cortaron los hierros de los pilares, en una operación combinada se fue levantando el edificio; levantamiento que, en algunos puntos, llegó a los 12 y 15 cm como puede verse en la figura 30 por el hueco de un pilar.

Terminada la operación se rehicieron los pilares, recreciéndolos para proteger las piezas metálicas que se dejaron allí para mayor seguridad (fig. 31).

Por último les ofrezco unas vistas de la terraza de la casa Barredo (figs. 32 y 33), proyecto de Fernando Cassinello, con sus 15 m de voladizo. Una obra que parecía interminable porque la hemos empleado como depósito regulador de mano de obra de nuestros especialistas, pero que no tenía nada que regular porque siempre estábamos escasos de personal.

Por fin se ha terminado, y Procedimiento Barredo tiene mucho gusto en invitarles en ella a una copa cuando ustedes quieran visitarnos en Madrid.

mejoras introducidas últimamente en los procedimientos Barredo

C. BARREDO

Sr. Presidente, Sras., Sres.:

En la V Asamblea, celebrada en Bilbao, tuve el gusto de anunciarles que Procedimientos Barredo estaba ampliando la gama de sus productos y mejorando sus métodos de fabricación, buscando un mayor campo de posibilidades y aplicaciones, así como una reducción de sus costes, para conseguir, en definitiva, una mejora económica en el precio de las armaduras postesadas.

Los esfuerzos han dado resultado y, en el día de hoy, podemos decir que tenemos cubierto prácticamente todo el campo de actividades concernientes al postensado del hormigón con unos precios no sólo en línea con otros sistemas, sino incluso mejorándolos, continuando, además, con el empleo de patentes, técnica y materiales totalmente españoles.

Como ustedes saben, el clásico sistema Barredo se basa en un anclaje para tres unidades de armadura y un gato triple de acción simultánea que equilibra automáticamente la tensión entre las tres barras que llegan a un anclaje.

Por sus características técnicas de anclaje isostático con retención total de la armadura, el equilibrio de los esfuerzos aplicados a las armaduras, la realización simultánea de la tracción de las barras de un anclaje, y, la facilidad de la operación de retesado, este sistema se sitúa como uno de los más completos y perfectos del mundo.

Su mayor inconveniente consistía, al principio, en que el empleo de tres alambres por cada anclaje, proporcionaba unidades de tensión más bien pequeñas y en muchos casos había que multiplicar innecesariamente el número de conductos y elementos de anclaje, aunque podían agruparse varios conos hembra en una misma cabeza de anclaje para llegar a la potencia necesaria.

Este inconveniente se solucionó al adoptar el empleo de cables trenzados, también en número de 3 por cada anclaje, consiguiéndose así unidades de mayor potencia.

En la figura 1 puede verse un anclaje para 3 alambres, y en la figura 2, un anclaje para 3 cables trenzados de 7 alambres.

Estas unidades son muy cómodas de manejo y colocación, incluso las de grandes potencias en las que se emplean cables de varias capas de alambres, pues presentan una gran flexibilidad, aunque he de reconocer que el precio por kilogramo de cable trenzado, en fábrica, resulta algo superior al del alambre liso, y algunas veces es difícil convencer al

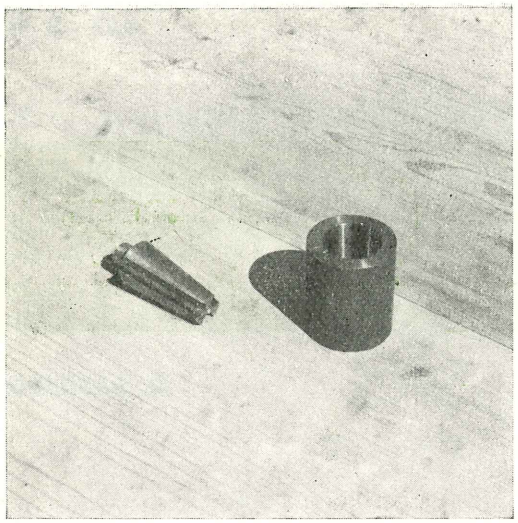


Figura 1.

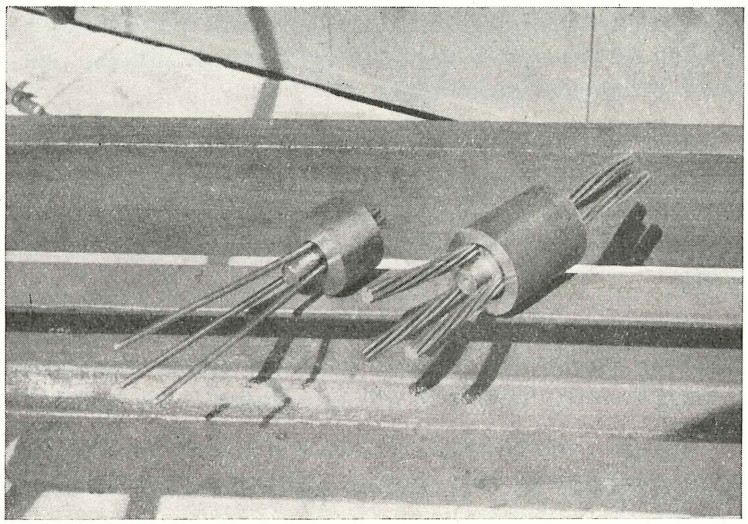


Figura 2.

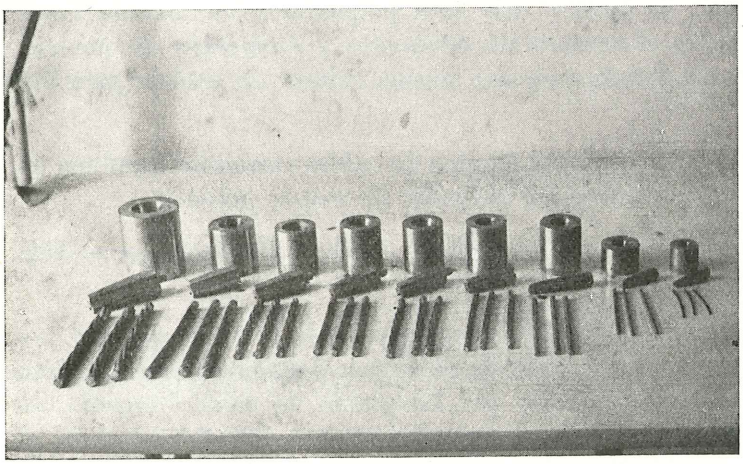


Figura 3.

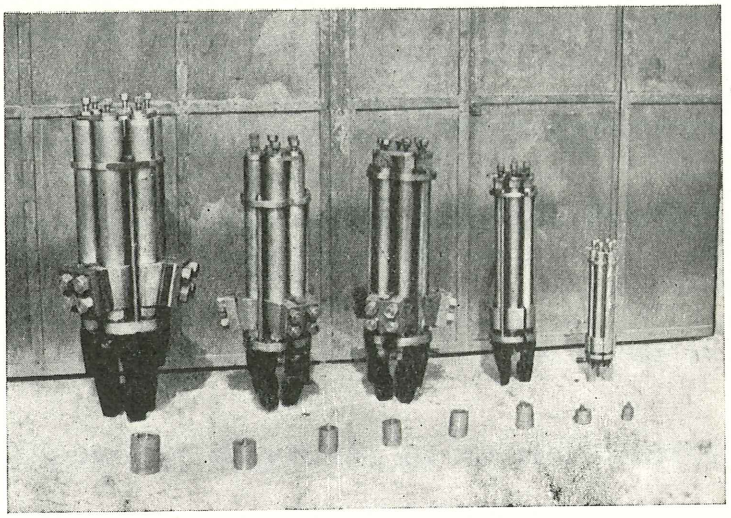


Figura 4.

contratista de que a pesar de ello, puede ser menor el coste total una vez colocado en obra y tensado.

En la figura 3 pueden verse distintos tipos de anclajes de diferentes potencias desde 500 kp, hasta 70 Mp. La figura 4 muestra gatos de diferentes tamaños y potencias, y la 5, un cuadro donde se indican las distintas unidades de tensión de este sistema que, como podemos ver, llega a los 217 Mp al 70 por 100 de la carga de rotura, aunque este tipo de cables ya no es de fabricación normal y hay que encargarlos a las fábricas con tiempo suficiente.

Hasta aquí no he hecho más que una descripción somera de lo que ya habíamos presentado a ustedes en la Asamblea de Bilbao.

SISTEMA BARREDO

TENDONES FORMADOS POR 5 ALAMBRES O 5 CABLES

			ESFUERZOS EN Tm. A TENSION INICIAL DE Kg/mm²					
		COMPOSICION	110	115	120	125	130	135
ALAMBRES	304	—	4'14	4'34	4'52	—	—	—
	305	—	6'48	6'78	7'07	—	—	—
	306	—	9'33	9'76	10'18	—	—	—
	307	—	12'7	13'28	13'85	—	—	—
	308	—	16'89	17'35	18'10	—	—	—
CABLES	306'3	1x7+0	—	—	—	9'44	—	—
	308	1x7+0	—	—	—	—	14'99	—
	309	1x7+0	—	—	—	—	19'30	—
	309'5	1x7+0	—	—	—	—	20'14	22'21
	3010'5	1x7+0	—	—	—	25'25	—	—
	3011'1	1x7+0	—	—	—	26'37	29'46	—
	3012	1x7+0	—	—	31'67	—	—	—
	300'5"	1x7+0	—	—	—	34'84	—	39'97
	300'6"	1x7+0	—	47'96	52'7	—	—	—
	300'7"	1x19+0	—	—	—	—	79'26	—
	3022'2	1x19+0	106'17	—	—	—	—	—
	3025'4	1x19+0	140'30	—	—	—	—	—
	3028'6	1x19+0	177'40	—	—	—	—	—
	3031'7	1x19+0	217'8	—	—	—	—	—

TENSION CONSIDERADA APROXIMADAMENTE 70 % DE LA CARGA DE ROTURA

Figura 5.

En la línea de las mejoras introducidas desde entonces por Procedimientos Barredo, podemos señalar la automatización de los gatos para mejorar su rendimiento sobre todo en los equipos de grandes potencias, y una nueva bomba de alta presión que hemos patentado y construido, y que presenta unas características de solidez y seguridad de funcionamiento que la hacen muy apropiada para los trabajos en obra.

Por último, les presentaremos a ustedes un nuevo tipo de anclaje muerto para cables trenzados, y el nuevo sistema de postesado desarrollado por Procedimientos Barredo, que llamamos Sistema Multi-B, y en el que llegan a un anclaje cualquier número de alambres o cables trenzados, aunque hasta ahora sólo hemos industrializado los de 9 y 12 unidades por cono de anclaje.

AUTOMATIZACION DE LOS GATOS DEL SISTEMA BARREDO

Las fases de la operación de tesado de las armaduras y enclavamiento de un anclaje podemos enunciarlas de la siguiente manera:

1.° Aproximación del gato al anclaje.

2.° Fijación de las armaduras al gato.

3.° Puesta en tensión de las armaduras.

4.° Enclavamiento de la cuña de anclaje.

5.° Disminución de presión en el gato.

6.° Separación de las armaduras de su fijación al gato.

7.° Retirada del gato del anclaje ya tensado.

8.° Cierre o recuperación del gato para dejarlo en disposición de ser aplicado a un nuevo anclaje.

Según los casos, algunas de estas operaciones pueden realizarse simultáneamente, y del tiempo invertido en ellas, el que menos importancia tiene es precisamente el de la operación de tesado, ya que se trata de la operación que podríamos llamar "activa" y su velocidad depende únicamente del caudal de la bomba, no debiendo acelerarse excesivamente esta operación, pues podrían producirse daños en las armaduras.

El resto de las maniobras absorben, en general, la mayor parte del tiempo operacional y cualquier mejora de ellas redunda de modo positivo en el rendimiento y, por tanto, en los costes de la operación.

La aproximación de un gato a un anclaje con varias puntas de armaduras, que presenten una divergencia por la colocación de la cuña, sólo puede hacerse fácilmente abriendo estas armaduras y alojándolas en el gato por ranuras laterales sin tener que estar enhebrando las sucesivas puntas en sus taladros correspondientes, y esto dificulta, en general, la fijación automática de las armaduras al gato.

Hemos resuelto este problema mediante unas piezas sueltas que, como se ve en la figura 6, se colocan fácilmente una a una después de aproximado el gato sin ningún entorpecimiento.

Estas piezas deslizan libremente hacia adelante y en cambio se fijan automáticamente al tratar de retirarlas hacia detrás si no se las oprime por un resorte especial, y aproxi-

F. DEL POZO

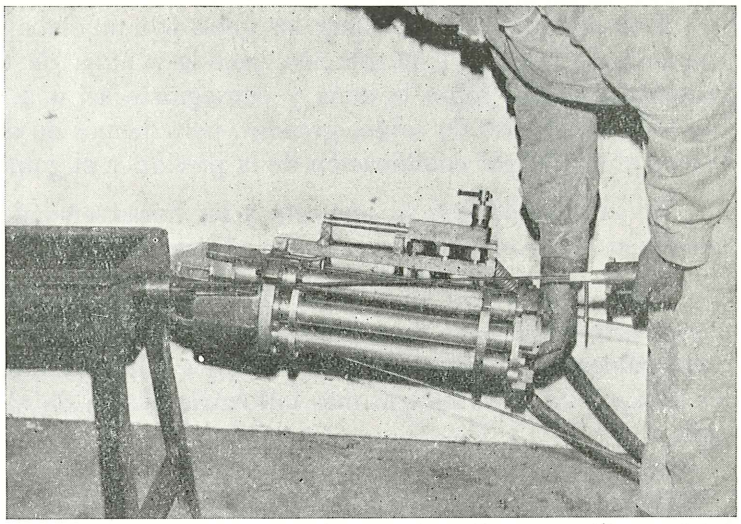


Figura 6.

mándolas al gato quedan engatilladas en él, de tal forma que una vez terminada la operación de tensado (figs. 7 y 8), al cerrar el gato, se desenclavan automáticamente de las armaduras y podemos retirar el conjunto para llevarlo a otro anclaje. Esta operación de recogida del gato se realiza también hidráulicamente en los nuevos modelos, pues llevan cilindros de doble efecto.

El sistema de enclavamiento de la cuña del anclaje mediante golpeo con una barra, nos ha dado muy buenos resultados cuando se utilizan alambres lisos o cables rígidos de diámetros no muy grandes, pues puede apreciarse fácilmente cuándo se llega a un rechazo total que indica que se ha realizado totalmente el enclavamiento, observándose unas penetraciones muy pequeñas de la cuña al aflojar el gato.

Con el empleo de cables de mayores diámetros o de cables muy flexibles, no llega a apreciarse tan fácilmente la variación del rechazo y puede perderse un cierto tiempo en seguir golpeando inutilmente la cuña, ante el temor de que haya luego una penetración superior a la admisible.

Figura 7.

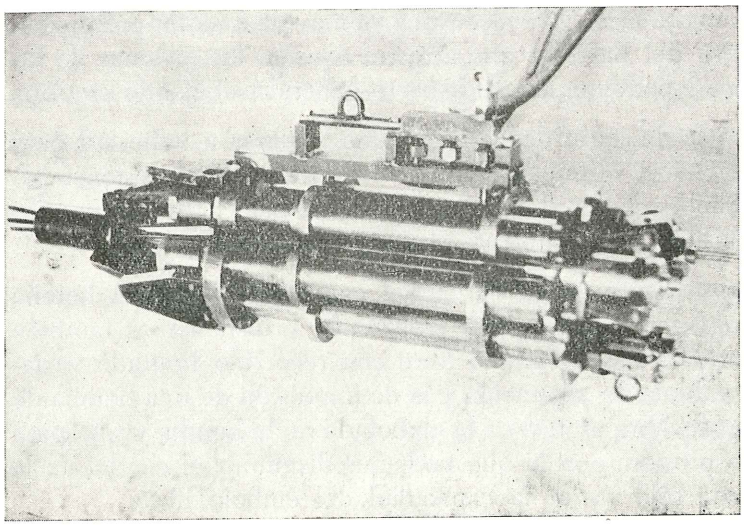
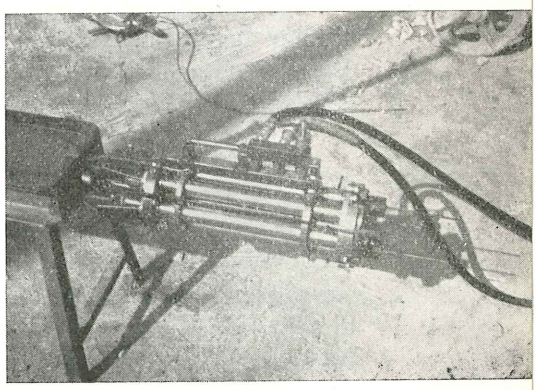


Figura 8.



Esto nos ha llevado a dotar los gatos con un émbolo de presión para realizar el enclavamiento de la cuña. Esta solución tiene la ventaja de conocerse con mayor precisión el esfuerzo aplicado sobre la cuña y conseguirse así unas penetraciones más uniformes, sobre todo en el caso de cables grandes, pero hemos de decir que los mejores resultados los hemos obtenido por combinación de la presión y el golpeo.

En la película que se proyecta a las horas señaladas, puede verse el conjunto de esta operación y la velocidad que puede obtenerse con los nuevos equipos.

No debe olvidarse que la preparación de los puntos de trabajo, así como los cuelgues o elementos especiales para transporte y suspensión de los gatos, tienen una importancia extraordinaria a la hora de conseguir unos buenos rendimientos, pues como dije antes, son los tiempos muertos los que más influencia tienen en el coste de las operaciones de este tipo.

NUEVA BOMBA DE ALTA PRESION DE PROCEDIMIENTOS BARREDO

Hasta ahora empleábamos unas bombas hidráulicas de accionamiento normal, de nuestra propia fabricación, apropiadas al tipo de trabajo que habian de realizar. El caudal obtenido es el normal para este tipo de bombas, suficiente, en general, para los gatos de pequeña potencia o cuando no vayan a realizarse muchas operaciones en serie.

Cuando se emplean con gatos de grandes dimensiones, su caudal resulta pequeño y la operación muy lenta, habiendo obtenido buenos resultados adaptando a la bomba manual una bomba de engranajes para su alimentación, con lo que aumenta en gran proporción su rendimiento. Además, para las operaciones a baja presión, que suelen ser las que necesitan mayores recorridos de los émbolos, puede emplearse directamente la presión suministrada por dicha bomba de engranajes empleando la manual sólo para el incremento de presión en los momentos en que se hace necesario.

De todas formas hemos puesto a punto unas bombas totalmente automáticas, cuyo funcionamiento voy a detallar un poco.

Se trata de una bomba de dos émbolos opuestos, accionados alternativamente mediante un bastidor guiado y una excéntrica.

El contacto entre la excéntrica y el bastidor se realiza mediante un juego de bolas para evitar esfuerzos y desgastes anormales, y la excéntrica va movida a motor produciendo así el desplazamiento alternativo del bastidor que arrastra consigo los pistones de los dos cuerpos de bomba. En la figura 9 podemos ver su aspecto general trabajando en obra.

La bomba va dotada de válvulas de seguridad que pueden reglarse a voluntad para limitar la presión máxima de utilización, eliminándose así el riesgo de sobrepresiones peligrosas para la misma obra. Mediante un distribuidor apropiado se hace actuar la presión sobre los distintos circuitos de tensión, enclavamiento y recuperación del gato.

En algunos casos puede ser conveniente variar el caudal suministrado por la bomba para modificar la velocidad de la operación que se esté realizando, y disponemos también de un elemento, que en esencia, consiste en un émbolo libre con recorrido limitado variable a voluntad. Colocando entre la válvula de aspiración y la de impulsión de una bomba de un pistón, la capacidad de este pistón libre se resta a la embolada de la bomba y sólo pasa el sobrante al circuito principal de presión, con lo que podemos disminuir el caudal de la bomba desde el total hasta cero con sólo variar la capacidad del émbolo libre.

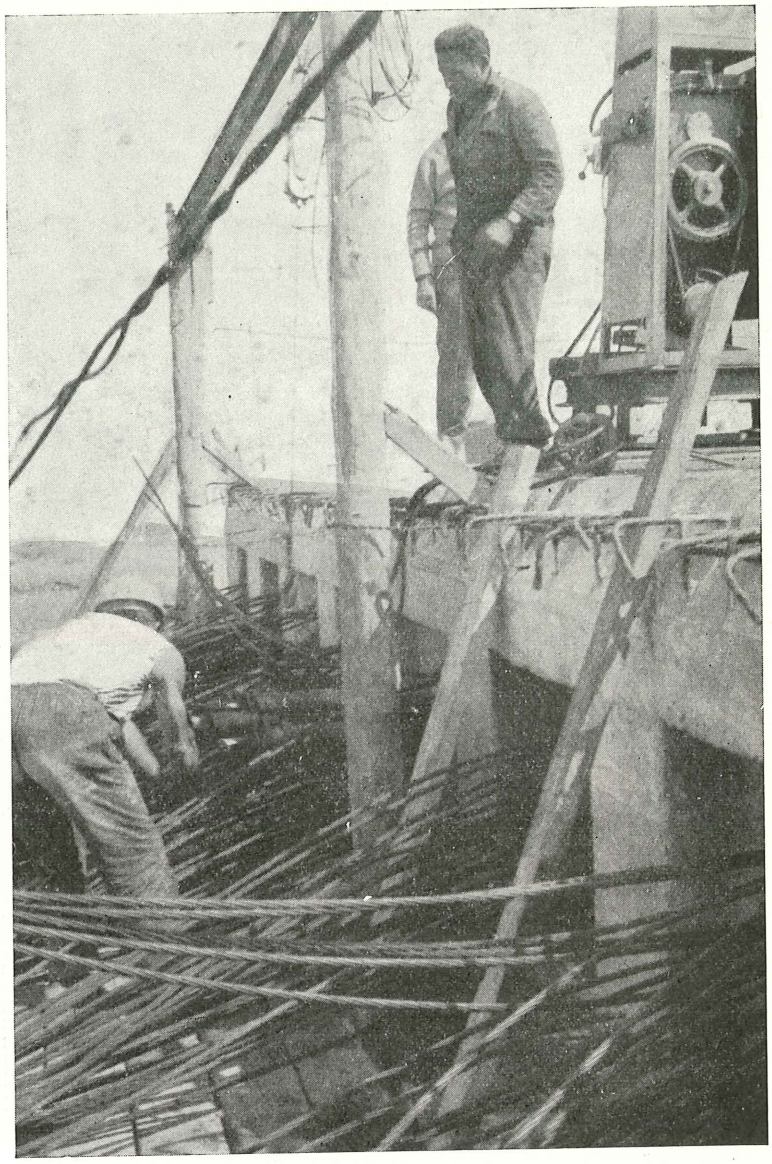


Figura 9.

Pueden adoptarse disposiciones de forma que la variación de caudal sea proporcional a la presión en el circuito o que empiece a actuar a partir de una presión determinada.

ANCLAJE PASIVO PARA UN CABLE TRENZADO

Un anclaje pasivo con cuña de deformación limitada nos ha dado buenos resultados para la fijación de cables de siete alambres.

En la figura 10 podemos ver el alambre central alojado en un taladro de la cuña que queda rodeada por los otros seis alambres.

Al enclavar la cuña se deforma ésta bajo la presión de los alambres exteriores hasta aprisionar el alambre central, momento en que se detiene la deformabilidad de la cuña, que ha realizado un contacto tan bueno con todos los alambres, que puede llegarse a la rotura de la armadura sin que deslice ninguno de ellos.

En la figura 11 podemos ver materializado un anclaje de este tipo.

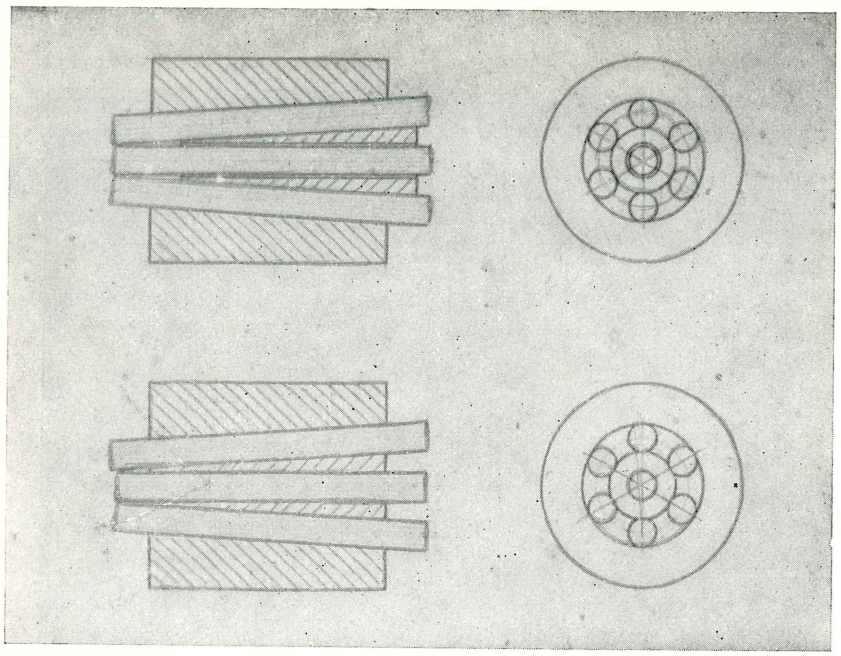


Figura 10.

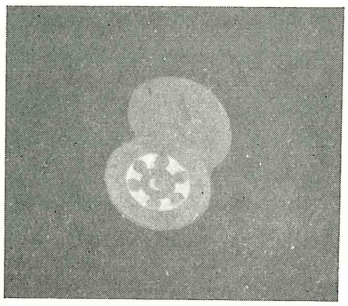


Figura 11.

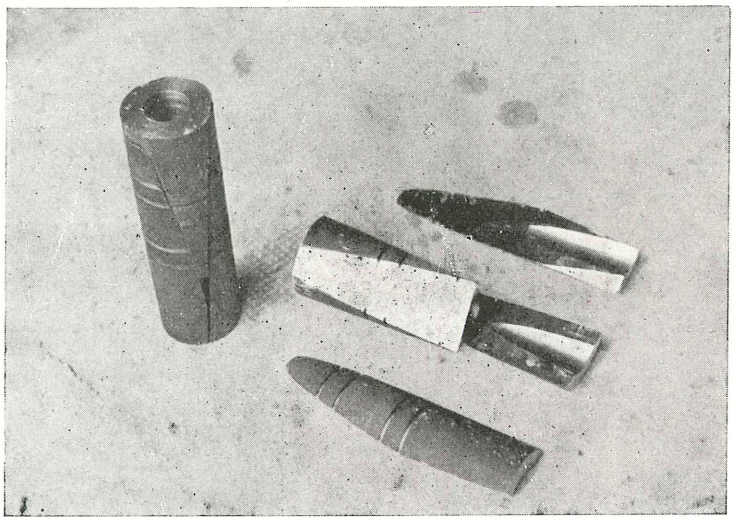


Figura 12.

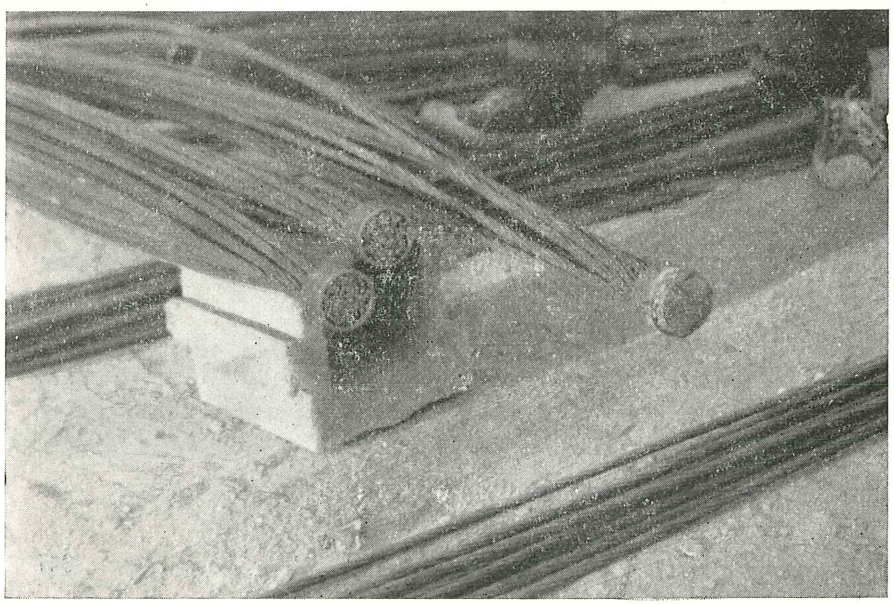


Figura 13.

ANCLAJES EN EL TERRENO

Cada vez van teniendo más aplicaciones los anclajes en el terreno, sean de tipo permanente o de tipo provisional, y a parte de nuestro anclaje en roca, por expansión (figura 12), que ya les mostré en Bilbao, hemos realizado diversas obras con anclaje por hormigonado mediante inyección, habiendo preparado unas cabezas que se ven en la figura 13, y que además de mejorar la adherencia en el extremo, facilitan enormemente la introducción de las armaduras manteniéndolas en posición correcta.

La forma de operar es la clásica de inyección de la parte profunda dejando envainada una parte de la armadura para evitar la adherencia (fig. 14)

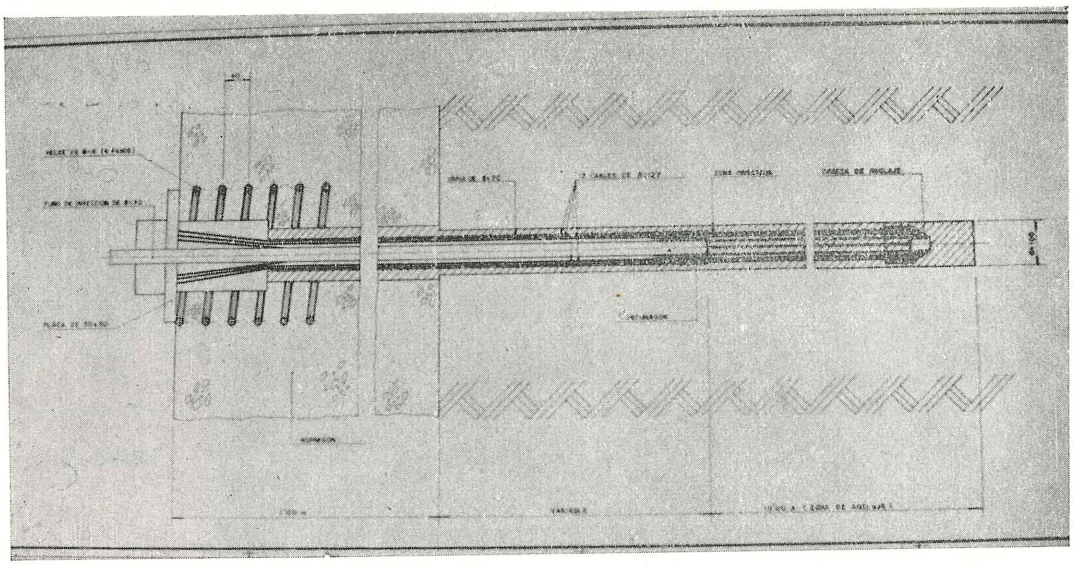


Figura 14.

Y pasemos, por último, al *Sistema Multi-B.*

Como he dicho al principio, Procedimientos Barredo ha puesto a punto también, otro sistema de postesado, de características más clásicas que el propio Sistema Barredo.

Se trata, en este caso, de un anclaje para 9 ó 12 alambres o cables trenzados con cono hembra de superficie interior lisa y cono macho con canales longitudinales para alojamiento de las armaduras.

La tensión se realiza con gato único, también al estilo clásico, sin equilibrar las tensiones entre sus distintos componentes.

Podría, pues, decirse, y casi presiento alguna ligera sonrisa, que al final claudicó Barredo en su lucha por el equilibrio de las tensiones entre todas las armaduras que llegan a un anclaje. Realmente tiene estudiado un equilibrador de tensiones para estos gatos, pero aún resulta su aplicación demasiado cara.

Además con el alargamiento a rotura de los nuevos aceros estabilizados puede admitirse su utilización a poco que uno entorne los ojos, y razones de tipo económico hacen que a veces no sólo se entornen sino que casi se cierren.

Cuando se trata de anclar un número superior a tres barras o cables con unos elementos únicos macho y hembra, para lograr suficiente retención de cada una de las unidades, es preciso que uno de los dos elementos del anclaje sea suficientemente deformable para poder realizar el anclaje de todos ellos.

En nuestro caso, al buscar una solución de anclaje que permitiese también retesados sucesivos, aparte de una retención total de las armaduras, el cono hembra es un cono metálico rígido, siendo, en cambio, deformable el cono macho que va alojado entre los cables.

La deformabilidad de esta pieza la hemos llevado a unos puntos singulares, de tal forma que, conjuntamente con la presión radial ejercida, la misma deformación tangencial nos proporcionase un esfuerzo de pinzamiento lateral de las armaduras que garantizase una retención total de las mismas, aun hasta las cargas de rotura.

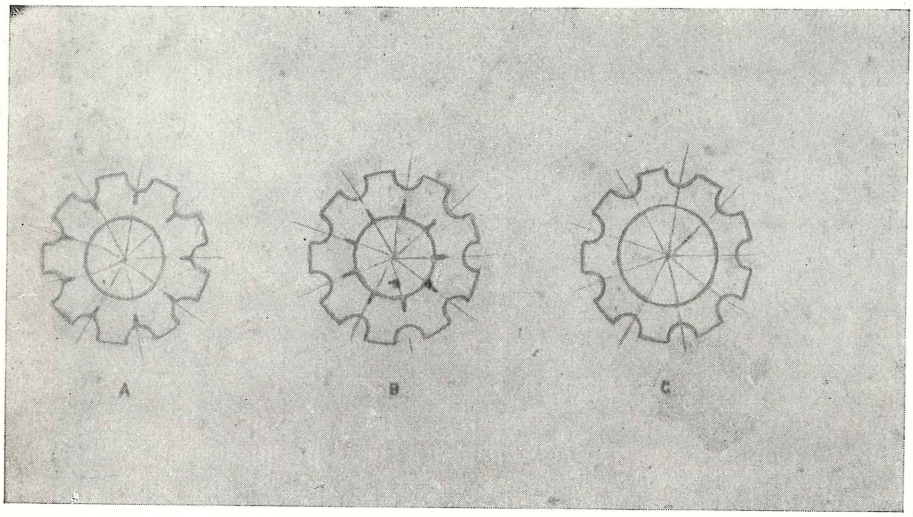


Figura 15.

Para ello (fig. 15) la pared interior del fondo de las canales de esta cuña debe permitir una deformación tangencial suficiente para que al acercarse los dos labios exteriores aprisionen el cable con el mismo esfuerzo repartido que se ejerce radialmente sobre él. En este esquema tenemos distintas soluciones para conseguir este efecto sin que la pared interior quede excesivamente debilitada para resistir los esfuerzos cortantes producidos por la presión del cable. En las figuras *a*) y *b*) el espesor de la pared en los arranques es grande, quedando debilitada en el centro mediante una escotadura, y en la solución *c*) el punto de deformación concentrada se ha conseguido mediante aceros y tratamientos térmicos especiales, de manera que una pared rígida radialmente tiene unos puntos débiles para deformación tangencial.

Los ensayos realizados en los Laboratorios de Resistencia de Materiales y en los de Fundición de la Escuela Especial de Ingenieros Industriales de Madrid permitieron encontrar el material adecuado para la realización de la última de las tres soluciones indicadas antes (fig. 16).

En la figura 17 pueden verse las piezas de un anclaje para 12 ∅ 7 mm.

La figura 18 representa un anclaje para 9 ∅ 0,6″ ensayado hasta rotura de las armaduras en el Laboratorio Central de Ensayo de Materiales, y en el cuadro de la figura 19, tenemos las potencias que se obtienen con los anclajes de este sistema, que, empleando solamente cables de 7 alambres, permite llegar a los 200 Mp.

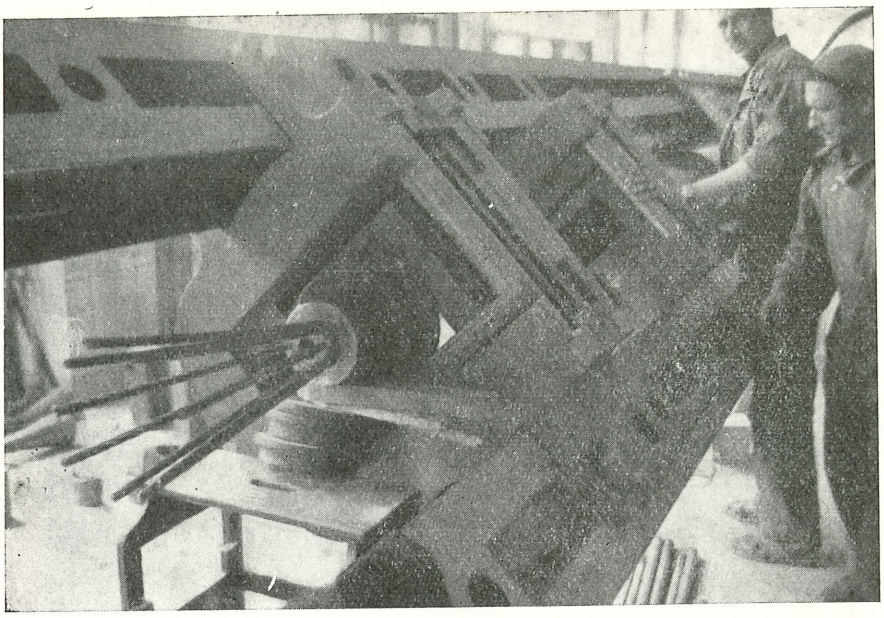


Figura 16.

La fijación de las armaduras al gato (fig. 20) se realiza mediante unas piezas iguales a las que indiqué al principio, que se aplican una vez acercado el gato al anclaje, y los gatos llevan también empujador hidráulico para la cuña del anclaje y cilindro de doble efecto para cerrar nuevamente el pistón. Al final del recorrido de recuperación se sueltan automáticamente las fijaciones provisionales de las armaduras al gato, que puede así retirarse libremente del anclaje terminado.

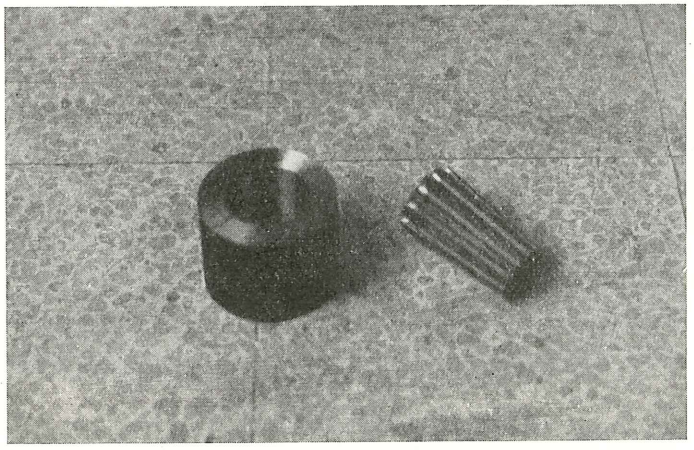


Figura 17.



Figura 18.

SISTEMA MULTI-Ø

TENDONES FORMADOS POR ALAMBRES O CABLES

			ESFUERZOS EN Tm A TENSION INICIAL DE Kg/cm²					
		COMPOSICION	110	115	120	125	130	135
ALAMBRES	12 Ø 5	—	25'92	27'10	28'28	—	—	—
	12 Ø 6	—	37'32	39'02	40'72	—	—	—
	12 Ø 7	—	50'78	53'10	55'41	—	—	—
	12 Ø 8	—	66'35	69'37	71'18	—	—	—
CABLES	6 Ø 0'5"	1 x 7 + 0	—	—	—	89'68	—	60
	6 Ø 0'6"	1 x 7 + 0	—	100'08	105'41	—	—	—
	9 Ø 0'5"	1 x 7 + 0	—	—	—	104'52	—	119'97
	9 Ø 0'6"	1 x 7 + 0	—	148'04	158'11	—	—	—
	12 Ø 11'1"	1 x 7 + 0	—	—	—	105'48	113'24	—
	12 Ø 0'5"	1 x 7 + 0	—	—	—	139'56	—	160.-
	12 Ø 0'6"	1 x 7 + 0	—	200'16	210'82	—	—	—

TENSION CONSIDERADA APROXIMADAMENTE 70 °/. DE LA CARGA DE ROTURA

Figura 19.

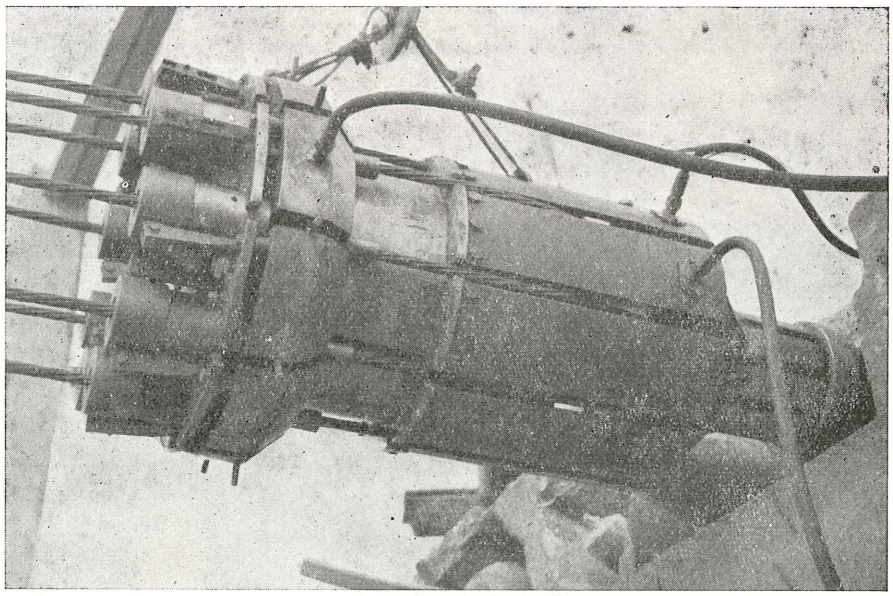


Figura 20.

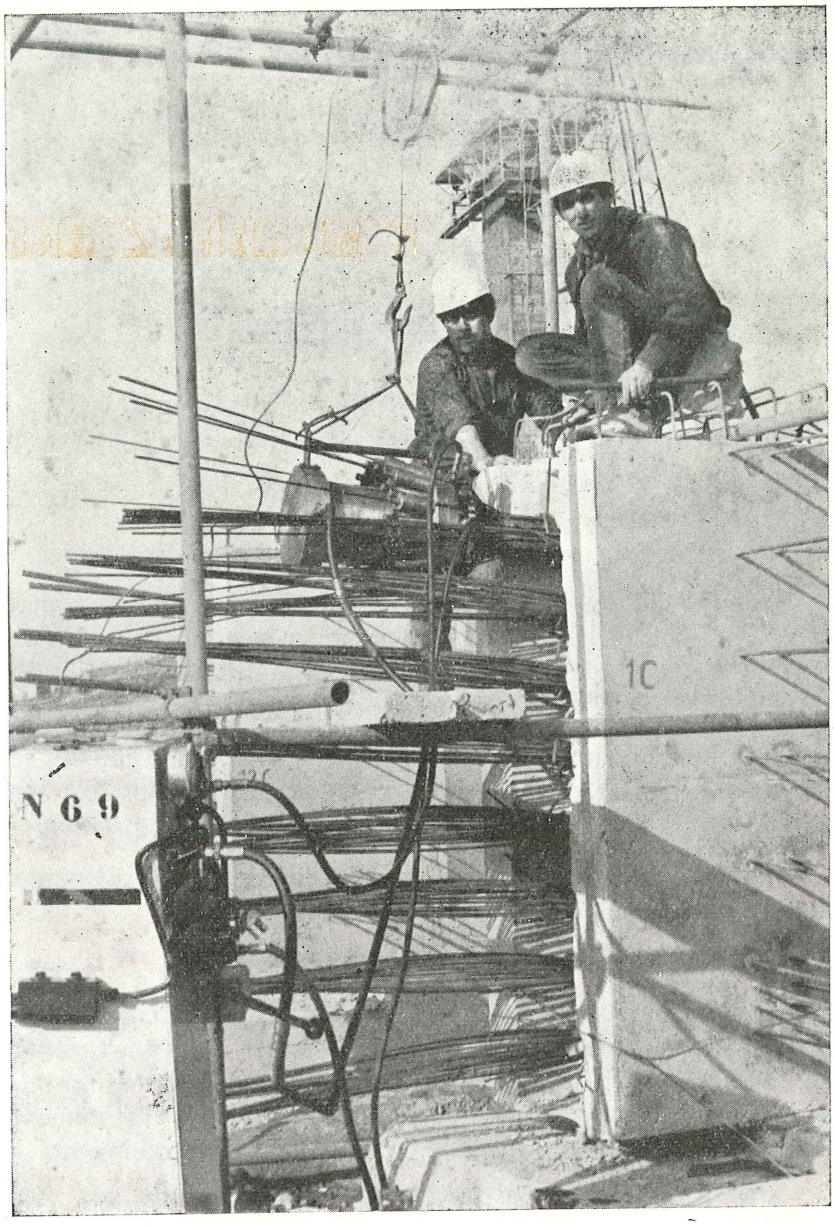


Figura 21.

En la figura 20 vemos el gato de 150 Mp tensando cordones de 9 ∅ 0,6″ en un puente en La Coruña, proyecto de D. Carlos Fernández Casado y construido por Construcciones Hidráulicas y Civiles.

Y en la figura 21 vemos el gato de 12 ∅ 7 mm tensando las vigas del puente de Arenales en la autopista Villalba-Villacastín, con proyecto de D. Florencio del Pozo y construido por Agromán.

Lamento que no hayan podido colocarse estos equipos, así como la bomba automática en el local de la exposición, como hubiera sido nuestro deseo, pero dificultades de peso lo han impedido, por lo que quien tenga interés por ver una demostración puede visitarnos en nuestras instalaciones en Madrid y con mucho gusto le complaceremos.

Quedo ahora a disposición de ustedes para cuantas preguntas quieran realizar.

591 - 0 - 16

Informe general sobre el Tema IV

realizaciones

I PARTE

R. TERRADAS

Sr. Presidente, señores:

Esta IV Sesión de Trabajo, dedicada a realizaciones, concretamente en el ámbito de la edificación, nos debe permitir pasar revista a la situación de la técnica del pretensado en nuestro país, limitándonos siempre al ámbito antes indicado.

Quisiera, ante todo, felicitar a nuestros colegas por el interés de sus comunicaciones. Algunas han sido de completa novedad; otras, para quienes seguimos de cerca los avances de esta técnica tan colmada de posibilidades, nos han confirmado que su evolución en nuestro país, como tal técnica, es verdaderamente positiva.

Pero entiendo que esto no basta, no es suficiente. El panorama, en cuanto a número de realizaciones es francamente limitado. ¿Por qué?

Creo que es posible responder a esta pregunta.

1.º Ciñiéndonos al campo de la edificación, en general, son evidentemente minoría los técnicos españoles que optan por no seguir en la idea estructural, un camino conocido, un camino ya trillado. Generalmente, esta idea estructural no uniforma el proyecto desde un principio y en consecuencia, ello dificulta evidentemente la introducción de nuevas técnicas y en particular la adopción de un procedimiento de pretensado.

2.º Precisamente, la técnica del pretensado requiere tenerla en cuenta desde un principio, en la misma génesis del proyecto.

Y ello nos permite deducir ya alguna consecuencia, considerando naturalmente como caso aparte el de los forjados pretensados.

La primera de estas consecuencias, podría deducirse de un análisis de aquellas realizaciones en que es aconsejable o idónea la técnica del pretensado, y qué ventajas nos ofrece ésta respecto a la técnica tradicional.

Estas ventajas podrían resumirse en:

a) Posibilidad de alcanzar mayores luces en la estructura.
b) Protección de elementos estructurales, lo que afecta a la durabilidad de la obra.
c) Adaptación a sistemas de prefabricación.

En cualquiera de los casos, en los que se plantea una necesidad de este tipo, resulta

adecuado el pretensado, y no sólo adecuado, sino ventajoso frente a cualquier otro sistema. Y aún diría más, como de aplicación exclusiva en determinadas ocasiones, como hemos visto en la protección de elementos de tracción pura que nos ha mostrado el Sr. Fernández Casado.

Otra consecuencia, asimismo fundamental, podría ser la de economía de la obra, partiendo del principio de que las necesidades planteadas hacen adecuada una solución de pretensado. Esta economía, basada esencialmente en una reducción de secciones del hormigón y del acero, en la posibilidad de prefabricación, en todo el amplio sentido de esta palabra, hace que este sistema pueda competir con el tradicional desde el punto de vista económico, pero insisto, siempre y cuando la solución de pretensado sea idónea y en consecuencia, que queden claramente expresadas las condiciones que se requieren para la solución adoptada.

Finalmente, podemos deducir una última consecuencia. A pesar de la ya larga experiencia que tenemos en este campo, y ello me hace recordar mi primera realización hace ya unos veinte años al construir la cubierta del Club de Golf de Prat de Llobregat, a pesar, digo, de esta ya dilatada experiencia, el pretensado no es suficientemente conocido por el gran público, por el cliente normal, quien cree que al proponerle una solución de este tipo, el técnico sólo desea experimentar a su costa. Al menos, así lo he podido constatar yo mismo en varias ocasiones.

Creo, pues, en la necesidad de una mayor difusión, no como mera propaganda de un sistema o de un procedimiento constructivo que se ofrece como alternativa, sino como planteamiento de una solución real y efectiva a multitud de problemas, que por ignorancia en algunos casos y en otros, sencillamente por pereza mental, quedan en muchas ocasiones sin resolver adecuadamente y son origen de algunos fracasos en la construcción.

He aquí una de las principales misiones de la Asociación Española del Hormigón Pretensado y de estas Asambleas, especialmente de éstas, por la magnífica oportunidad que presentan para la difusión de esta técnica, especialmente al tener lugar en diferentes puntos de nuestra geografía.

Me he referido en todo lo anterior, a realizaciones en que la técnica del pretensado estaba unida intrínsecamente a la idea estructural de proyecto. Quiero destacar también aquí, como resumen de esta IV Sesión de Trabajo, la importancia de esta técnica en el refuerzo de estructuras ya existentes, del que es un relevante ejemplo lo realizado por Barredo en Bilbao y San Sebastián.

Creo que con estas breves palabras queda resumido todo lo expuesto. Si el panorama de realizaciones en el campo de la edificación no es todavía lo extenso que desearíamos, en cambio sí que es preciso destacar el elevado nivel a que se ha llegado en las realizaciones que nos han sido mostradas. Mi felicitación por ello a cuantos me han precedido en el uso de la palabra.

Muchas gracias.

puentes

L. FERNANDEZ TROYANO

Los puentes que a continuación vamos a mostrar corresponden a los realizados en estos últimos cuatro años, con proyecto de los ingenieros Carlos Fernández Casado, Javier Manterola Armisén y Leonardo Fernández Troyano, bajo la dirección del primero. Se han ordenado por luces de menor a mayor.

PUENTE DE CASTILLA SOBRE EL RIO GENIL (GRANADA)

Propietario: Jefatura de Obras Públicas de Granada.

Ingeniero director de obra: D. Jesús Bobo Muñoz.

Empresa constructora: Vías y Estructuras, S. A.

Sistema de pertensado: C.C.L., unidades de 12 ∅ 7.

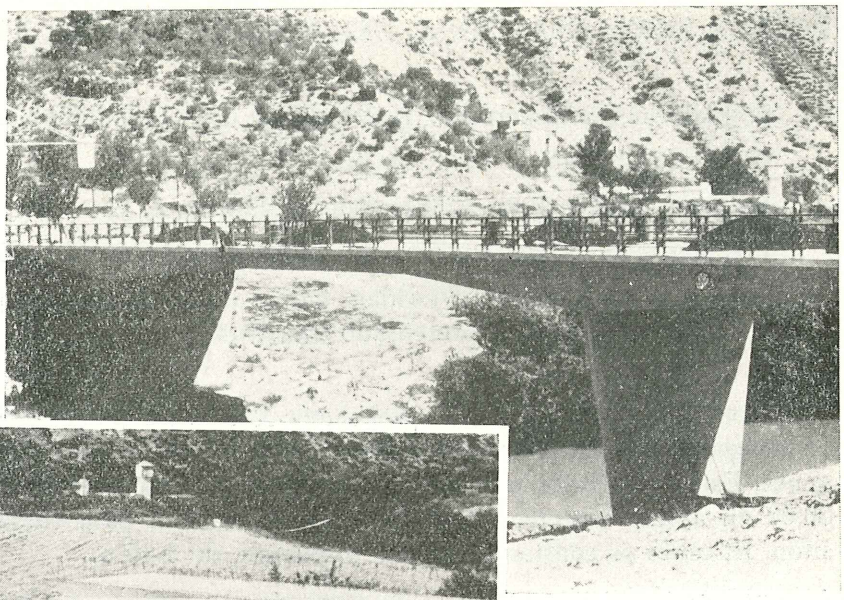
Está constituido por tres luces de: 12,00 + 36,00 + 12,00, definida la mayor por el futuro encauzamiento del río Genil. Debido a las condiciones de cimentación se planteó como estructura isostática de tres tramos de: 22, 16 y 22 m de longitud, para construir "in situ", debido a que el pequeño volumen de obra no hacía lógica la utilización de ningún tipo de maquinaria de montaje.

Por tanto, estaba prevista la construcción de los tramos laterales sobre cimbra y en un estiaje, en los que el río Genil lleva muy poca agua, construir el tramo central.

La estructura de los tramos laterales estaba organizada como cajón de cuatro células, con canto sobre apoyos de 1,60 m y en extremos de 0,80, almas y losa superior de 0,20 metros y losa inferior variable de 0,20 a 0,25; la del tramo central con losa de 0,80 metro de canto con aligeramientos circulares y apoyado a media madera sobre los laterales.

La empresa constructora decidió prefabricar el tramo central, por lo que fue necesario convertirlo en un tablero de vigas, pero como no se consideró un cambio lógico, se mantuvo la forma externa lanzándose tres vigas dobles T simétricas y dos vigas laterales alveolares, cerrando luego las losas superior e inferior, por lo que externamente resultaba la misma losa trapecial del proyecto inicial.

Figura 1.



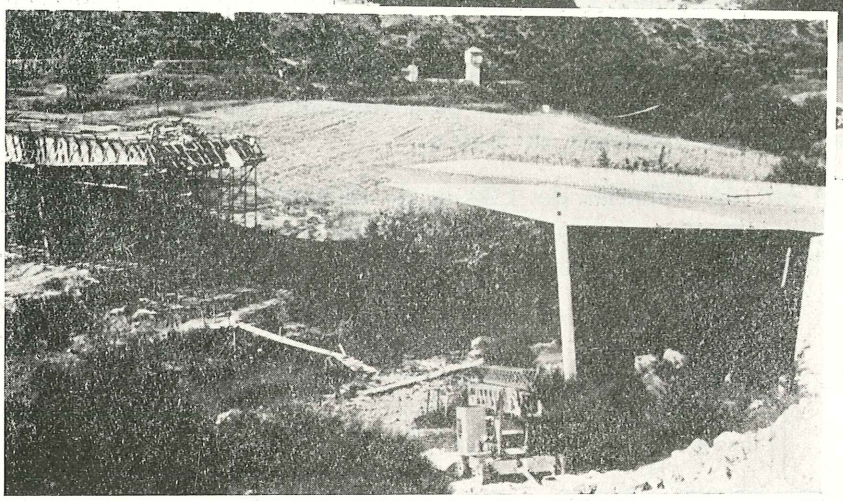


Figura 2.

Las pilas están formadas por tabiques trapeciales, de ancho superior igual al inferior del dintel y continuando la inclinación de éste. Las articulaciones sobre pilas y entre tramos están materializadas con neopreno, fijándose únicamente los apoyos sobre estribos mediante armadura vertical, que además absorbe el tiro que se produce en ellos.

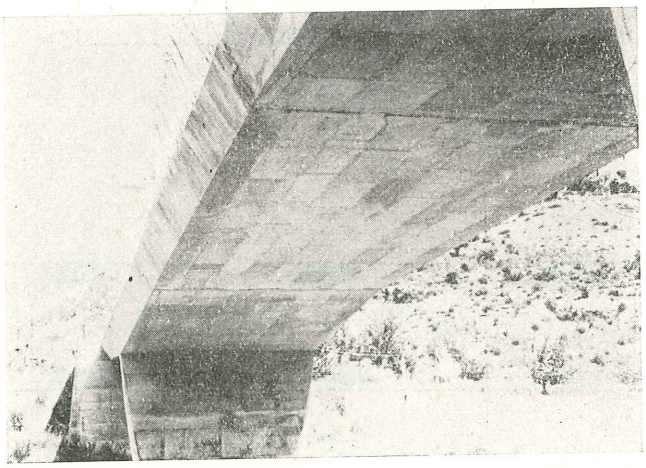


Figura 3.

PUENTE SIFÓN DEL CANAL DEL BEMBEZAR SOBRE EL RIO GUADALQUIVIR

Propietario: Confederación Hidrográfica del Guadalquivir, Sección Granada.

Ingeniero director de obra: D. Juan Chastang Marín.

Empresa constructora: Entrecanales y Távora, S. A.

Ingenieros de la constructora: D. Julián Marín Somoza y D. Pedro Morales Vera.

Sistema de pretensado: Dywidag, barras de ∅ 26 para el pretensado longitudinal y de ∅ 18,5 para el pretensado transversal.

Sirve para el paso del sifón del sector XII de los Riegos del pantano del Bembezar a la margen izquierda del Guadalquivir y una carretera de comunicación de ambas márgenes. Está constituido por una viga continua de cuatro vanos de 35,00 m y dos vanos de 30,00 en ambos extremos, con voladizos de 5,00 m para empalme con las tuberías del sifón. El canto es constante en todo el puente, de 1,45 m.

El sifón está formado por dos tuberías de 1,20 m de diámetro interno a 2,50 atmósferas de presión. En principio, el proyecto inicial consistía en un tablero continuo, formado por seis vigas doble T asimétricas prefabricadas, a las cuales se les daba conti-

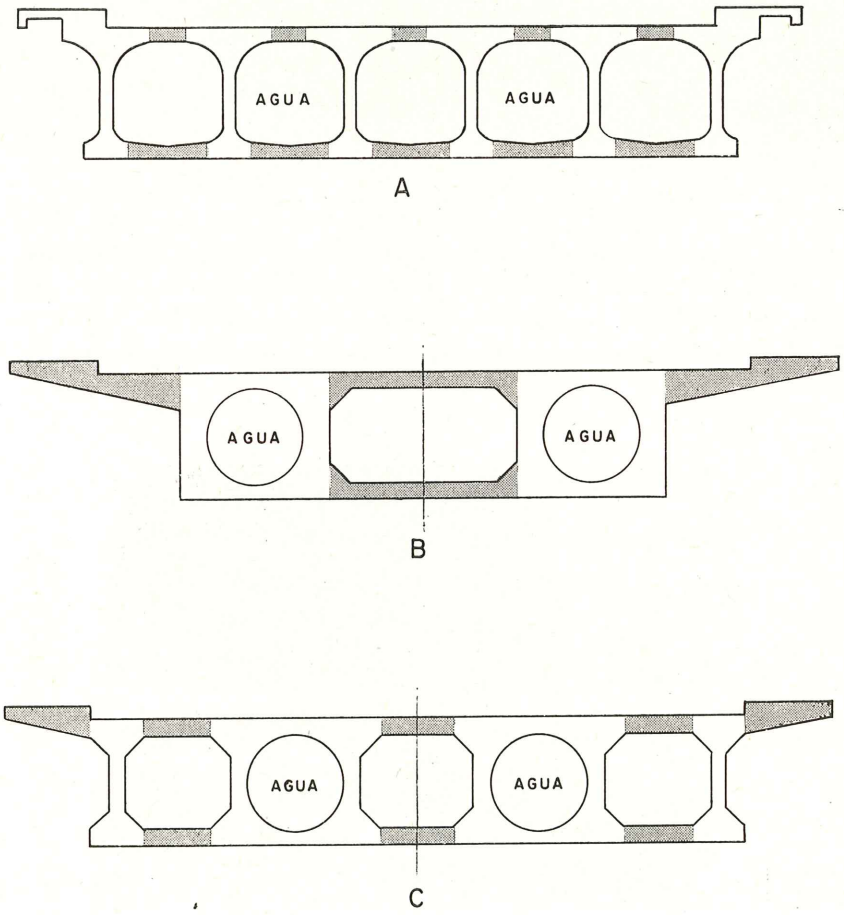


Figura 4.

nuidad longitudinal y se cerraban transversalmente las losas superior e inferior, quedando un cajón multicelular, por dos de cuyos alveolos se hacía pasar el agua.

Esta solución tenía pretensado transversal en ambas losas y pretensado vertical en almas, y es la indicada en la figura 4-a.

Posteriormente, se vio la dificultad de asegurar la total estanqueidad de los alveolos construidos por fases para una presión de dos atmósferas y media, por lo que se pensó resolver los alveolos mediante una viga única con forro interior de chapa de 3 mm que asegure la estanqueidad del conducto.

La solución lógica entonces sería la de realizar estas dos vigas, cerrar las losas superior e inferior para el pretensado transversal necesario por la presión del agua, y volar lateralmente para conseguir el ancho total de plataforma, como indica la figura 4-b; pero esto obligaba a unas vigas excesivamente pesadas para los medios de montaje con que se contaba, por lo que fue necesario añadir dos vigas laterales doble T, quedando la sección definitiva como indica la figura 4-c.

Para el estudio de las vigas sifón se realizó un ensayo fotoelástico en que se reprodujo la virola metálica, a fin de estudiar las tracciones de almas y poder suprimir el pretensado vertical, que resultaba muy caro y engorroso, lo que resultó posible reforzando la armadura pasiva vertical.

Las vigas se lanzaron mediante puente de montaje, apoyándose provisionalmente sobre cajas de arena; se empalmaban las barras de continuidad y se hormigonaba la zona entre vigas sobre los apoyos de neopreno definitivos. Una vez endurecido este hormigón, se pretensaban los cables de continuidad y se quitaban los apoyos provisionales.

Las pilas están formadas por tabiques de 1,00 m de espesor y altura máxima de 14,00 metros, cimentadas mediante cajón indio sobre las margas clásicas del Guadalquivir, salvo en la pila que se encuentra en el río que se sustituyó el cajón indio por un recinto de tablestacas.

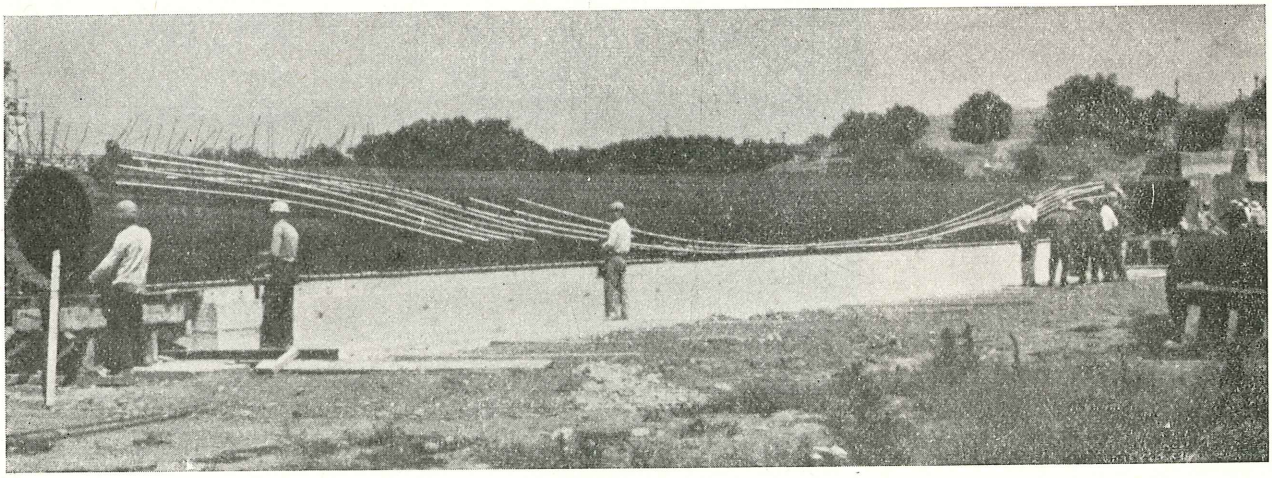


Figura 5.

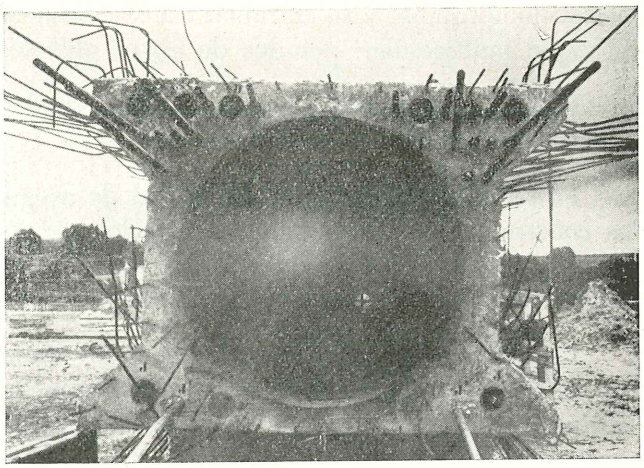


Figura 6.

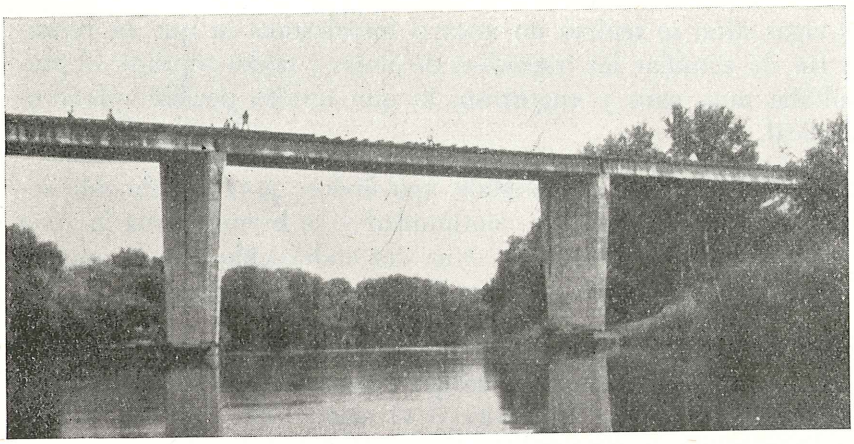


Figura 7.

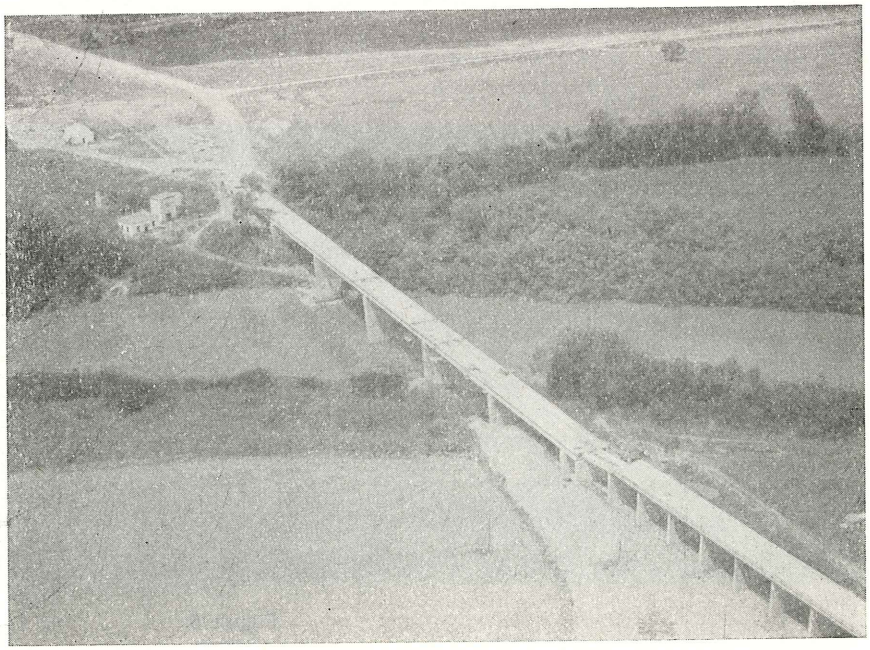


Figura 8.

PUENTE SOBRE LA DARSENA DEL GUADALQUIVIR, EN SEVILLA

Propietario: Jefatura Provincial de Carreteras de Sevilla.

Empresa constructora: Dragados y Construcciones, S. A.

Sistema de pretensado: C.C.L., unidades de: 7 de 0,5″ y 12 de 0,5″.

La estructura principal está formada por una T articulada en el pie de la pila y luces de 58,00 m. De esta forma, se tiene máximos esfuerzos en el centro del río, y por tanto, el canto máximo, y mínimo en los bordes para el paso sobre los muelles y vías laterales que obligaban a un gálibo estricto. El canto sobre pilas centrales es de 3,50 metros, y en las zonas laterales, de 0,70 m.

Transversalmente, el puente está formado por dos cajones multicelulares independientes, ya que el ancho total es de 28,50 m.

En proyecto estaba prevista la construcción de cada uno de los cajones con seis almas, dividiéndose en tres dovelas de pesos entre 10 y 20 Tm, y cerrándose luego las losas superior e inferior de la misma forma que se ha realizado en Castejón. Se preveía unos apoyos provisionales que enclavaran la pila central y colocar las dovelas en voladizos compensados.

La constructora propuso la utilización de elementos de montaje de 80 Tm, por lo que se pasó a dovelas de toda la sección y se disminuyó el número de almas de seis a cuatro, pasando su espesor de 20 a 30 cm.

Como la capacidad resistente de la sección de apoyo era menor que los esfuerzos que producirían las ménsulas libres de los vanos de 58,00 m, era preciso una sustentación provisional hasta llegar a los apoyos laterales, que en proyecto se preveía mediante una torre sobre pila y unos cables de atirantamiento a las últimas dovelas. La torre y los tirantes fueron sustituidos por un apoyo intermedio provisional mediante pilotes, que obligaba a colocar una serie de cables sobre la losa superior para absorber los momentos negativos producidos por el apoyo.

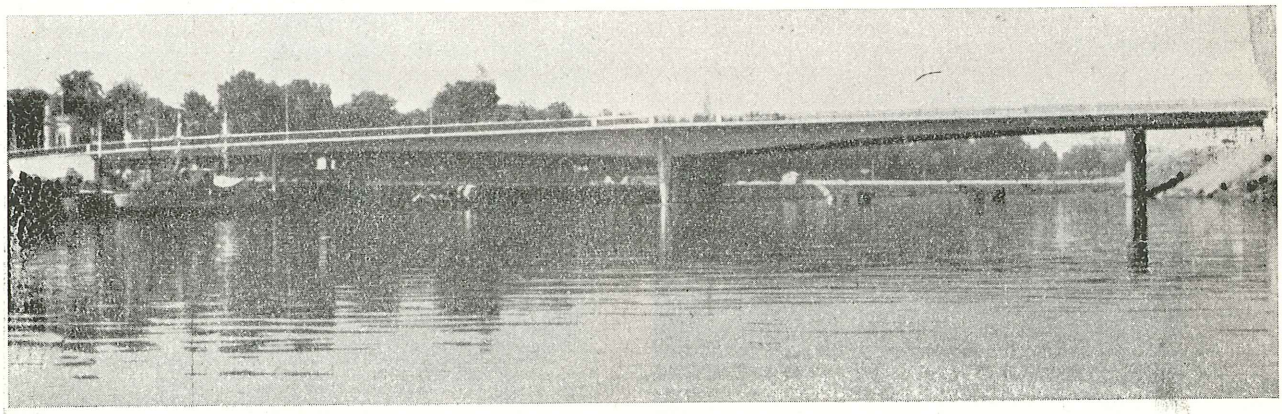


Figura 9.

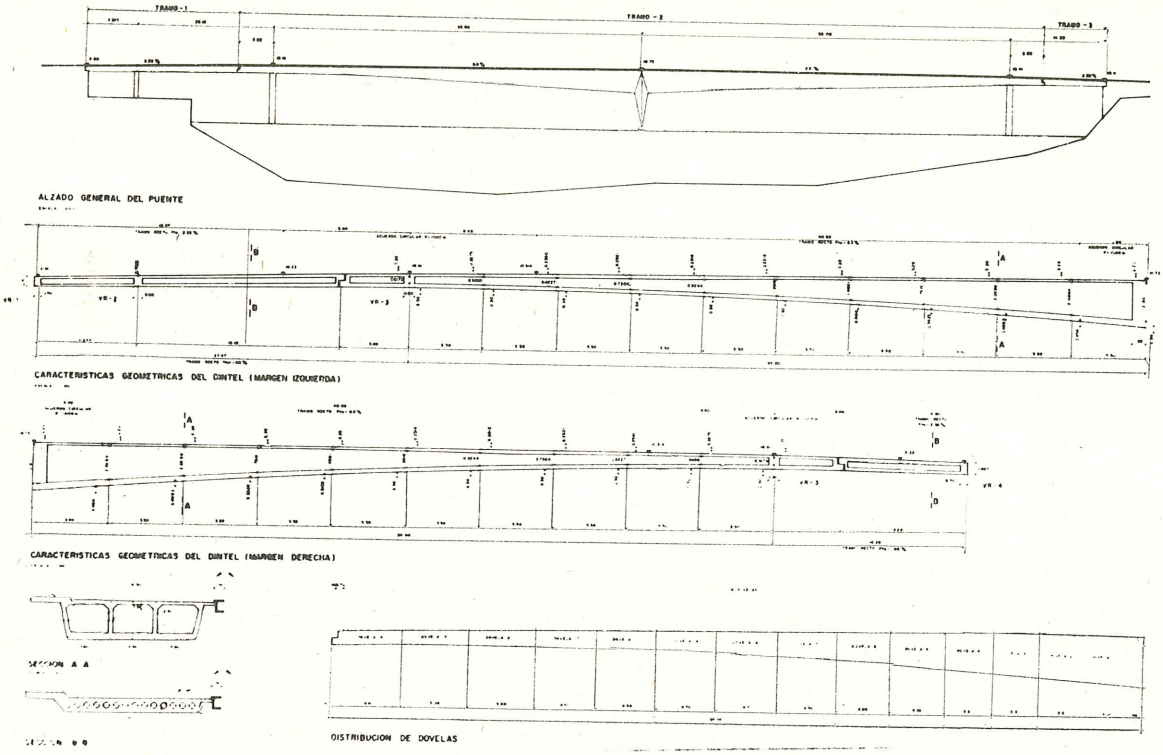


Figura 10.

Figura 12.

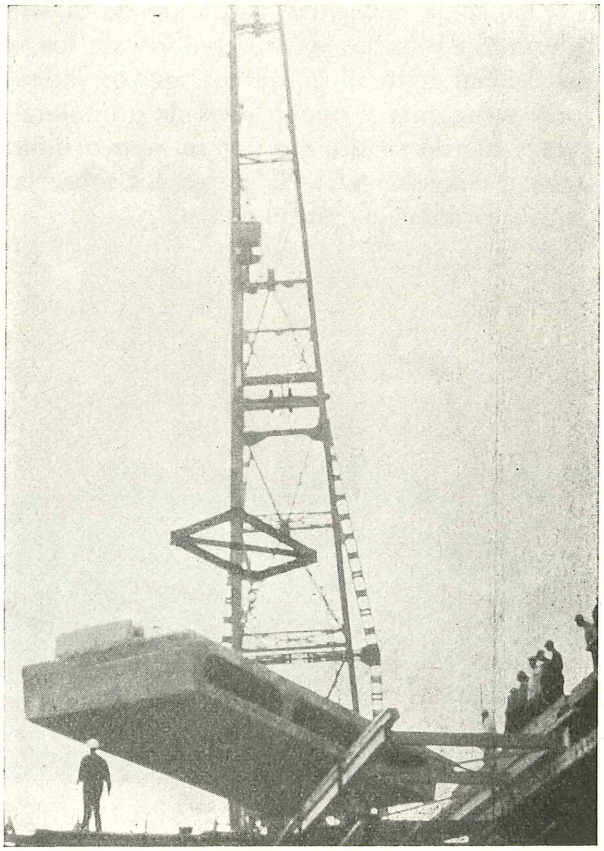
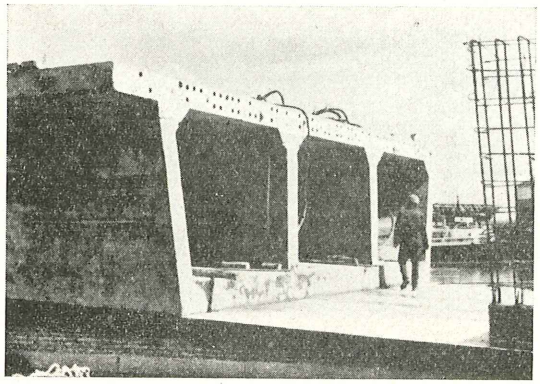


Figura 11.



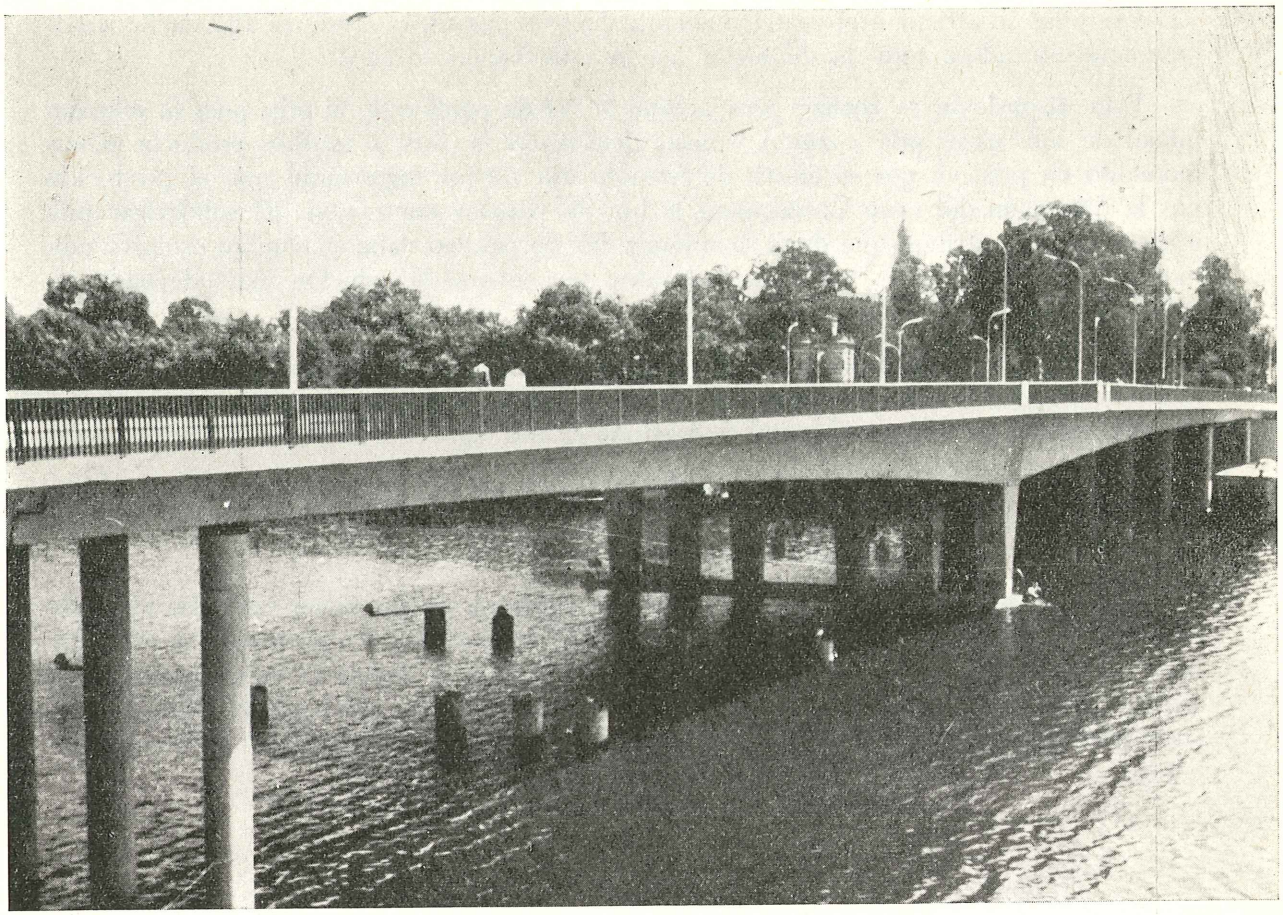


Figura 13.

PUENTE SOBRE EL BARRANCO DE PRIEGO EN EL PANTANO DE IZNAJAR

Propietario: Confederación Hidrográfica del Guadalquivir, Sección Granada.
Ingeniero director de obra: D. Guillermo Bravo Guillén.
Empresa constructora: Fernández Constructor, S. A.
Sistema de pretensado: Dywidag. Barras ∅ 32.

Este puente se encuentra en la variante de carretera del pantano de Iznajar y salva el brazo del pantano que penetra por el barranco de Priego.

Está formado por cuatro vanos de luces, 10,00 + 25,00 + 70,00 + 25,00, correspondiendo el primero a la carretera actual, que tenía que seguir funcionando hasta la terminación de la variante.

Está formado por dos tramos de 70,00 y 60,00 m de longitud, con articulación deslizante en la clave del vano principal. El dintel está formado por un cajón unicelular con canto sobre apoyos de 3,25 y en clave de 1,20, siendo el mínimo de 1,00 sobre los estribos.

Las pilas están formadas por tabiques de 1,00 m de espesor y 25,00 m de altura máxima.

Las pilas se articulan al dintel mediante hierros pasantes, y éste se fija en los estribos, concentrándose toda la dilatación en la articulación de clave.

Esta disposición se realizó para acortar la luz de pandeo de la pila, pues la solución inicial de solidarizar pila y dintel y dejar deslizantes la clave y estribos producía menos momento en pila, ya que el efecto de frenado era menos importante que el producido por la dilatación del vano lateral, pero la luz de pandeo era mayor. El solidarizar pila y dintel y fijar estribos, que daría la mínima luz de pandeo daba en cambio excesivo momento por dilatación de los vanos laterales, por lo que la solución más adecuada resultó ser la que se adoptó.

El proceso constructivo previsto en proyecto consistía en realizar "in situ" los vanos laterales y mediante dovelas prefabricadas y montadas en voladizo del orden de 10 Tm el vano central, por lo que el dintel se organizó en dos cajones unidos por la losa superior.

Al proponer el constructor realizar los voladizos "in situ", mediante carro con dovelas del orden de 60 Tm, se cambió la sección transversal pasando a un cajón único con dos almas con las dimensiones que indica la figura.

Para absorber los momentos positivos que aparecen en los vanos laterales antes de construir los voladizos del vano central, se estudió la solución de pretensar provisionalmente estos vanos, soltándose luego este pretensado cuando dejara de ser necesario, como se hizo en el puente de Castejón, pero el constructor prefirió mantener la cimbra como sustentación provisional hasta que la compensación de la ménsula dejara de hacerla necesaria.

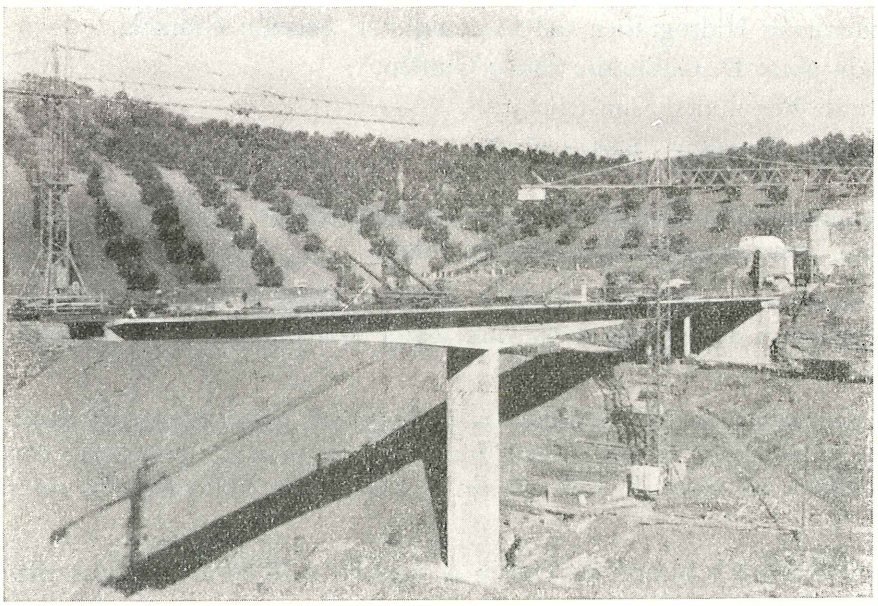


Figura 14.

PUENTE DE PRIEGO

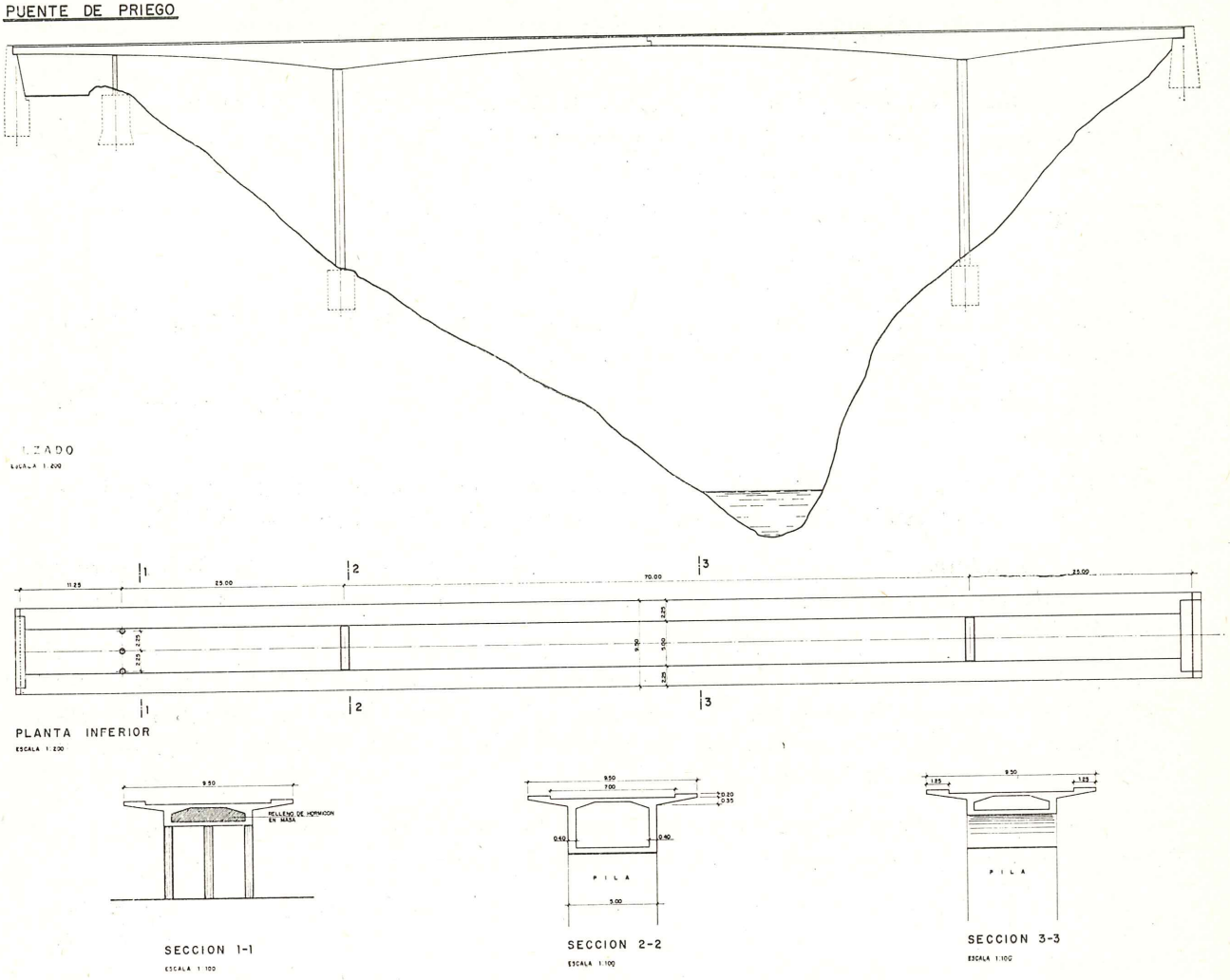


Figura 15.

Figura 16.

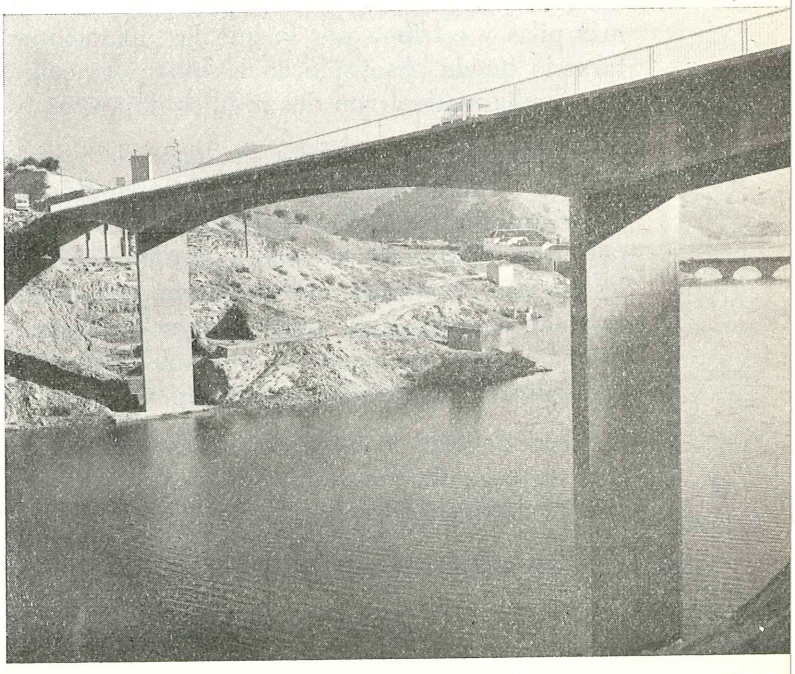
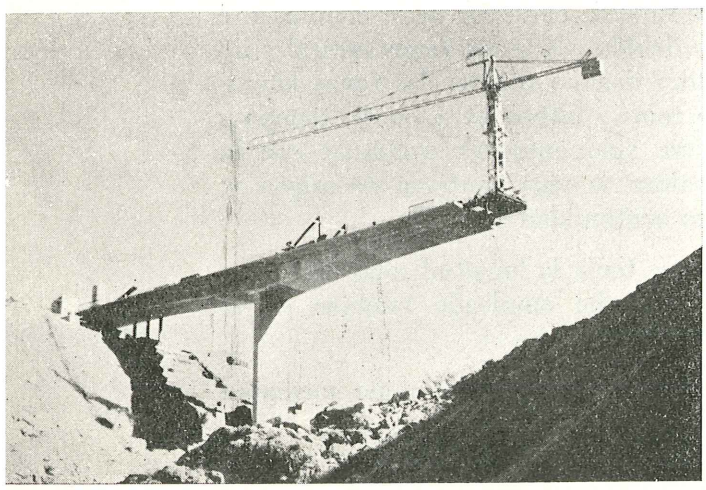


Figura 17.



VIADUCTO DE IZNAJAR SOBRE EL RIO GENIL

Propietario: Confederación Hidrográfica del Guadalquivir, Sección Granada.
Ingeniero encargado: D. Guillermo Bravo Guillén.
Empresa constructora: Agromán - División de puentes.
Ingeniero de la constructora: D. José Manuel Pardo Robles.
Sistema de pretensado: Freyssinet, unidades de 12 ∅ 7.

Se encuentra en la variante de carreteras del pantano de Iznajar y salva el brazo principal del pantano que es el valle del río Genil.

El viaducto tiene 415,00 m de longitud y pilas de 75,00 m de altura máxima en la zona del río.

El valle tiene forma trapecial, por lo que existe una zona central de máxima altura en la que se han establecido tres luces principales de 55,00 + 85,00 + 55,00 m.

En las laderas, al ir variando la altura se han hecho luces decrecientes de forma que en un lado las luces son 42,50 + 30,00 + 20,00 y en el otro, 42,50 + 35,00 + 30,00 + + 20,00.

En proyecto se había previsto la construcción de los tres vanos centrales, mediante dovelas prefabricadas y montadas en voladizos compensados desde las dos pilas centrales; para el montaje la solución más conveniente era mediante blondín, por lo que su peso se estableció en 10 Tm máximas.

La sección transversal, por tanto, se organizó en dos cajones unidos por la losa superior, de 4,00 m de canto máximo y 1,85 de canto mínimo.

Las zonas laterales se proyectaron como vigas prefabricadas y lanzadas, que posteriormente se hacían continuas. Se estableció, por tanto, un tablero de cinco vigas de 1,85 metros de canto con sección constante en toda su longitud para que al variar las luces sirviera el mismo encofrado sin necesidad de cambio alguno.

La estructura queda formada por dos tramos articulados en la clave del vano de 85,00 m y solidarios a las dos pilas centrales, apoyándose sobre rodillos en todas las demás pilas y estribos, por lo que las dilataciones no dan esfuerzos en ninguna pila, y el frenado queda absorbido en las dos pilas centrales. La articulación de clave está dispuesta a media madera con dos rodillos de apoyo y cables verticales de pretensado.

Pero debido a la falta de lugar de prefabricación ya que las carreteras de acceso se hicieron después del viaducto, a la complicación que suponía el acceso de la cimbra, y el tener que desmontarla y trasladarla a la otra ladera debido a que los vanos centrales no permitían el paso de la cimbra, la empresa constructora decidio realizar las zonas laterales "in situ", mediante cimbra. Como esta decisión se tomó a última hora, no dio tiempo a cambiar la estructura, pues la solución lógica hubiera sido entonces continuar con la misma sección en cajón de los vanos centrales y realizar la viga continua de origen y, no realizar primero las vigas independientes y darles continuidad después.

Las dovelas se montaron mediante un blondín que tenía la longitud total del puente y se pegaron con resina Epoxi, procedimiento que se ha empleado también en el puente de Castejón y se está empleando en el de Los Vados.

Las pilas están formadas por 2 cilindros de 1,80 m de diámetro unido mediante

riostras. En las pilas de más de 40,00 m de altura se hicieron dobles, es decir, formadas por 4 cilindros del mismo diámetro unidos mediante riostras en las caras del rectángulo formado.

Esta solución, justificada por la gran altura de las cuatro pilas centrales, pierde validez con el pantano lleno, ya que las únicas pilas singulares del viaducto son las dos centrales, donde el canto variable tiene un máximo, siendo todas las demás homogéneas en relación al dintel.

Las pilas se construyeron con encofrado deslizante estando todas cimentadas en la roca.

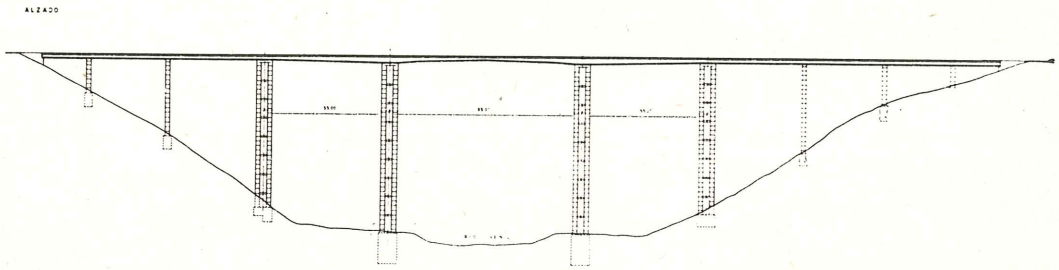


Figura 18.

Figura 20.

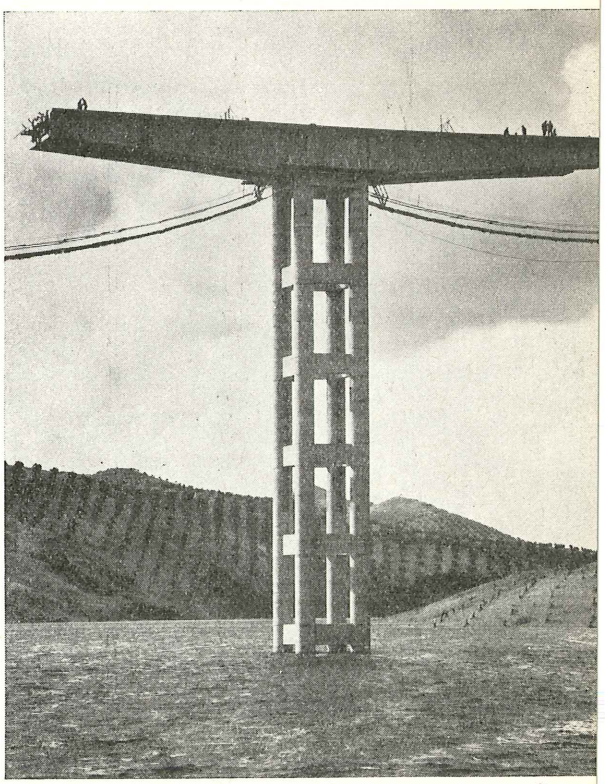
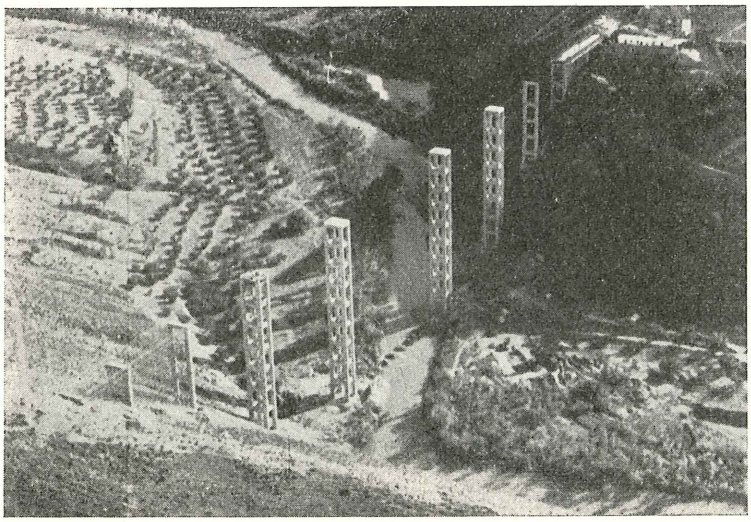


Figura 19.



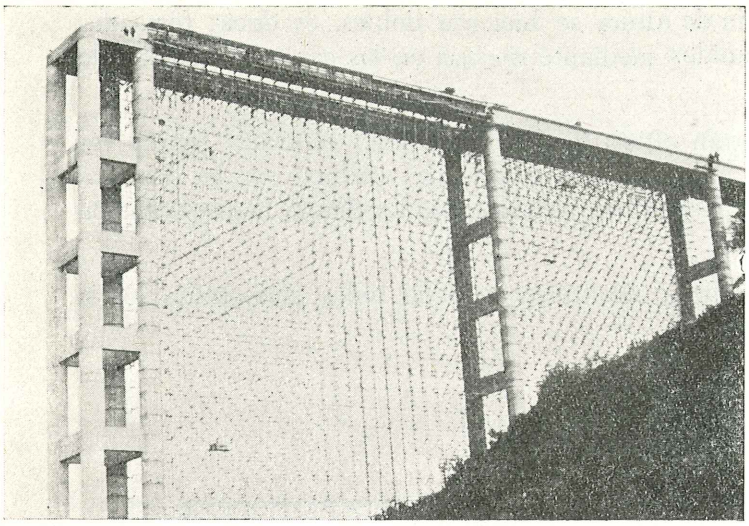


Figura 21.

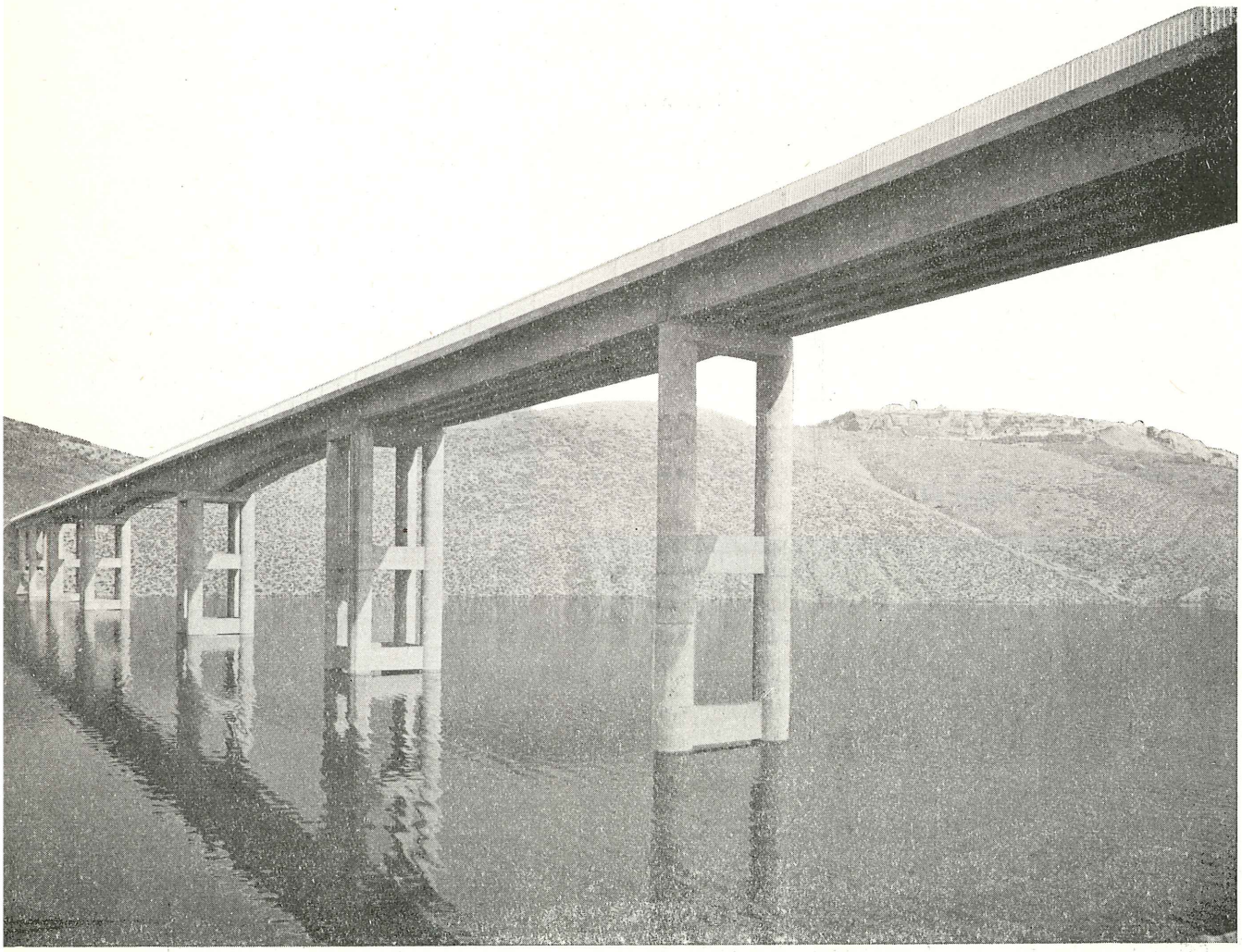
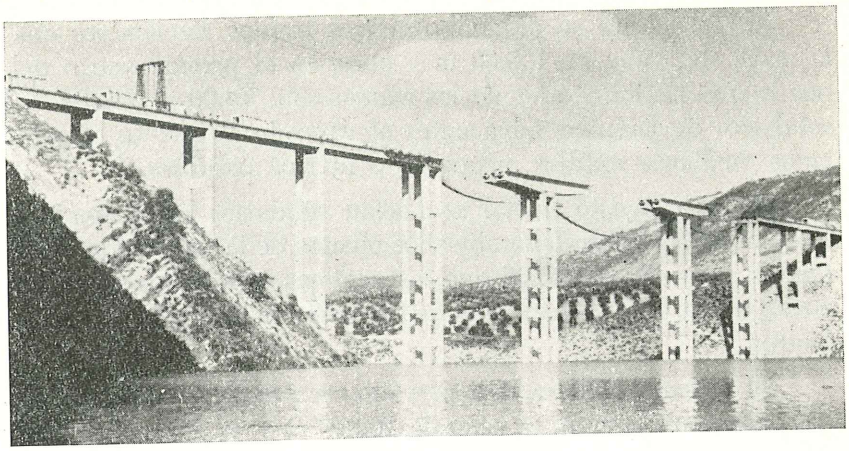


Figura 22.

Figura 23.



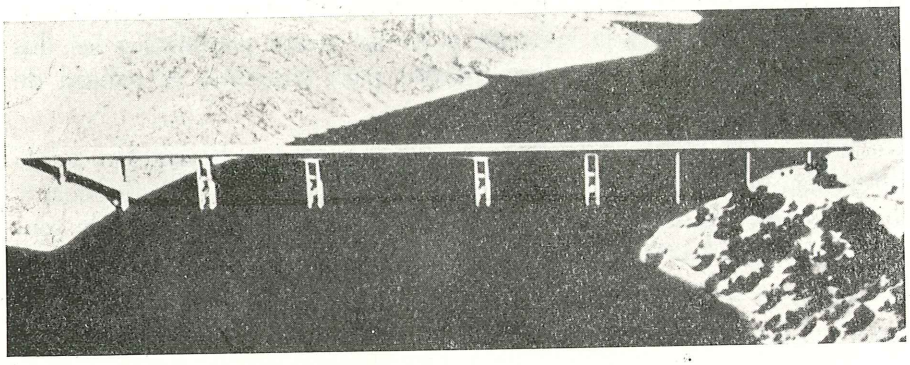


Figura 24.

PUENTE DE CASTEJON SOBRE EL RIO EBRO, EN NAVARRA

Propietario: Ayuntamiento de Castejón.
Ingenieros directores de obra: Carlos Fernández Casado, Manuel Sáinz de los Terreros, Javier Manterola Armisén y Leonardo Fernández Troyano.
Empresa constructora: Agromán - División de puentes.
Ingeniero de la constructora: D. Luis Pinilla López-Oliva.
Sistema de pretensado: Freyssinet, unidades de 12 ∅ 7.

Ha sido construido por el Ayuntamiento de Castejón para dar un nuevo acceso a Pamplona y se explota en régimen de peaje.

El cruce del Ebro con 100,00 m de anchura de cauce normal se salvó con una sola luz debido a que la cimentación en el lecho del río formado por unos acarreos cementados bastante duros y con 4 m de altura normal de agua se hacía muy dificultosa, pues siempre resulta más fácil cimentar en lechos blandos mediante hinca de cajones o pilotes que en lechos duros, donde la preparación del fondo es siempre difícil.

La dureza de los acarreos se comprobó en la cimentación de la pila de la margen en que hubo de utilizar dientes especiales para la excavadora, porque los normales se deshacían rápidamente.

Por esta razón las luces del puente resultaron de 25,00 + 101,00 + 50,00 en la parte principal, y de 28,00 + 28,00 + 21,00 en la lateral, correspondiente a la zona inundable del río.

La estructura se organizó en tres tramos, haciéndose una articulación deslizante en la clave del vano de 100,00 m y otras en el primer cuarto del primer vano de 28,00 m, por lo que las longitudes de los tramos son, 75,00 + 107,00 + 70,00; los tramos 1 y 2 son solidarios de las pilas adyacentes al vano de 101,00 m, siendo los demás apoyos articulados mediante rodillos, neopreno o hierros pasantes.

En el proyecto inicial se hacían solidarios los tramos 2 y 3, pero posteriormente se vio que eran más desfavorables los efectos de la sobrecarga en los vanos de 101,00 y 50,00 metros sobre los de 28,00 que las ventajas que producía la continuidad en el vano de 50,00, por lo que se realizó la articulación en el cuarto de la luz del primer vano de 28,00 metros.

El proceso constructivo previsto en proyecto consistía en realizar mediante dovelas colocados con blondín el vano de 100,00 m y el de 50,00 m, realizándose el resto de la obra "in situ".

El peso previsto por elemento era de 10 Tm, por lo que el dintel se organizó en dos cajones que se unían "in situ" mediante la losa superior y en las zonas próximas a las dos pilas principales, se unían también mediante la losa inferior para aumentar la cabeza de compresión.

La diferencia de edades entre los dos hormigones que componían la sección venía compensada por la diferencia de cargas iniciales, por lo que considerando la fluencia y retracción de ambos hormigones, resultaba que al cabo de dos años la diferencia de tensiones de trabajo para sobrecarga máxima era despreciable.

Por tanto, el vano de 25,00 m se construía sobre cimbra, partiendo de su extremo la ménsula de 50,00 m que constituía el semivano de 100,00 m.

Para absorber los momentos positivos que aparecen en el vano de 25,00 m sin tener que mantener la cimbra el tiempo de construcción de la mésula se dispusieron unos cables provisionales en las almas que luego se soltaron. También provisionalmente se articuló este tramo sobre la pila 1 para evitar que los momentos debidos a la construcción del voladizo se repartieran entre pila y dintel, pues aunque la diferencia de rigideces era muy grande, el momento que aparecía en pila era excesivo; una vez construida la ménsula se soldaron a tope las armaduras de la pila y se hormigonó la junta.

Los dos voladizos que parten de la pila 2 se construyeron simultáneamente para compensar momentos sobre la pila que tenía 1,00 m de espesor, por lo cual una vez terminados los voladizos se tenían 50,00 m volando hacia cada lado de la pila.

Como cualquier error en la construcción de los voladizos podría dar un momento no admisible en la pila, se llevó un control muy riguroso de las flechas que se producían en la cabeza de pila debidas a la colocación de las dovelas calculadas previamente con un módulo de elasticidad obtenido de las probetas de pila. Para ello se dispuso de un nivel que se fijó en el terreno durante toda la construcción de los voladizos, comprobándose casi perfectamente las flechas obtenidas en cálculo.

Los vanos de la zona de avenidas se construyeron "in situ" con la misma sección transversal del resto del puente y canto de 1,25 m.

Las dos pilas principales están formadas por tabiques trapeciales de 1,00 m de espesor, cimentada directamente sobre los acarreos la primera, y sobre pilotes que se apoyaban en los acarreos la segunda, por la aparición de arena sobre estos.

Las demás pilas están formadas por dos columnas que recogen cada una uno de los cajones, de 1,00 m de diámetro, cimentadas sobre pilotes.

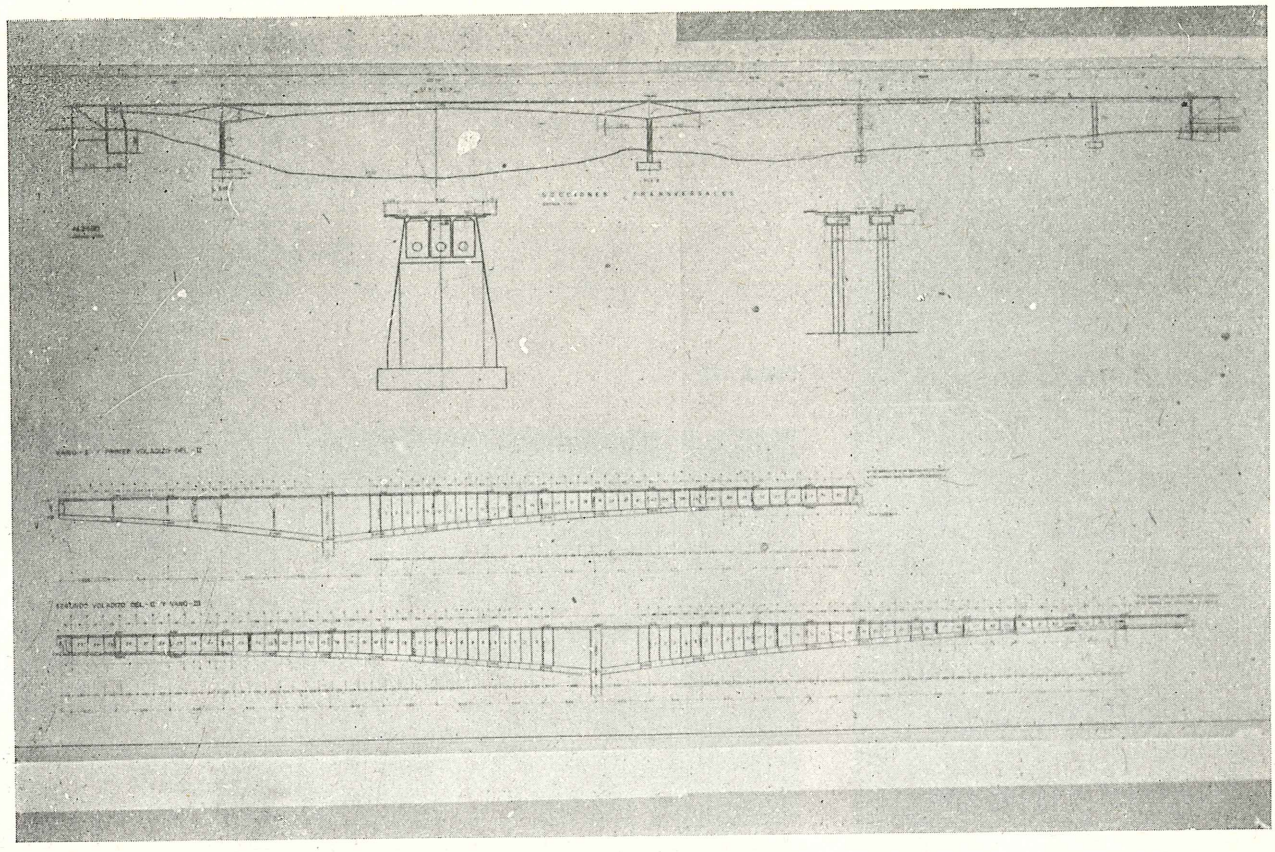


Figura 25.

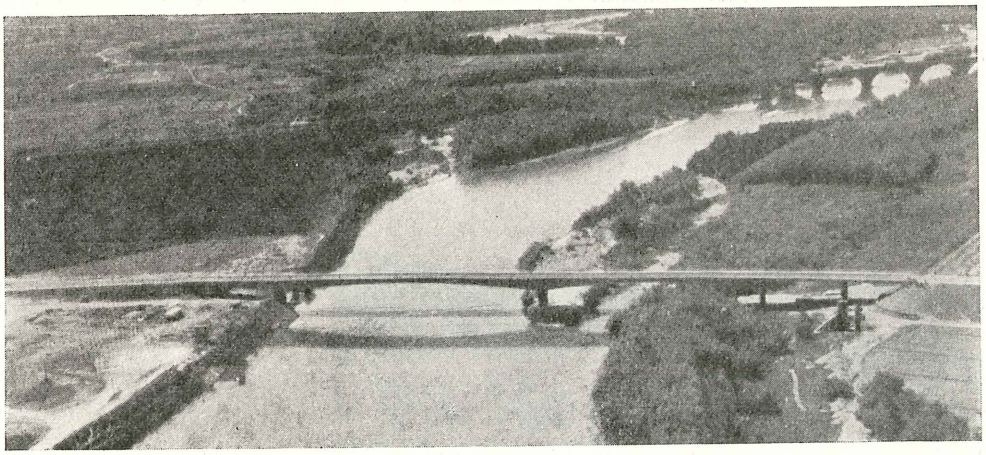


Figura 26.

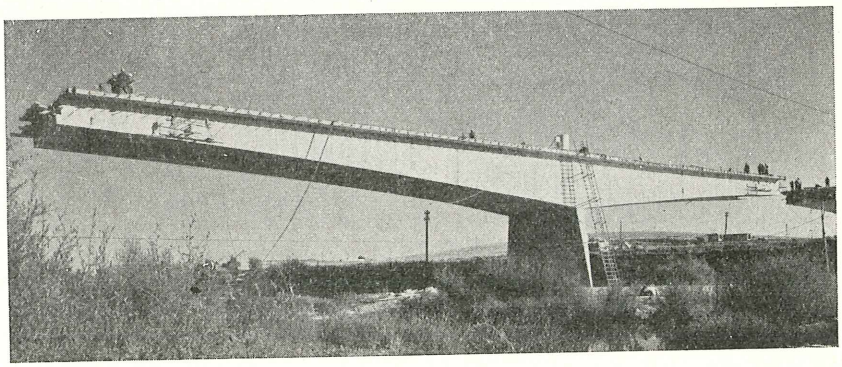


Figura 27.

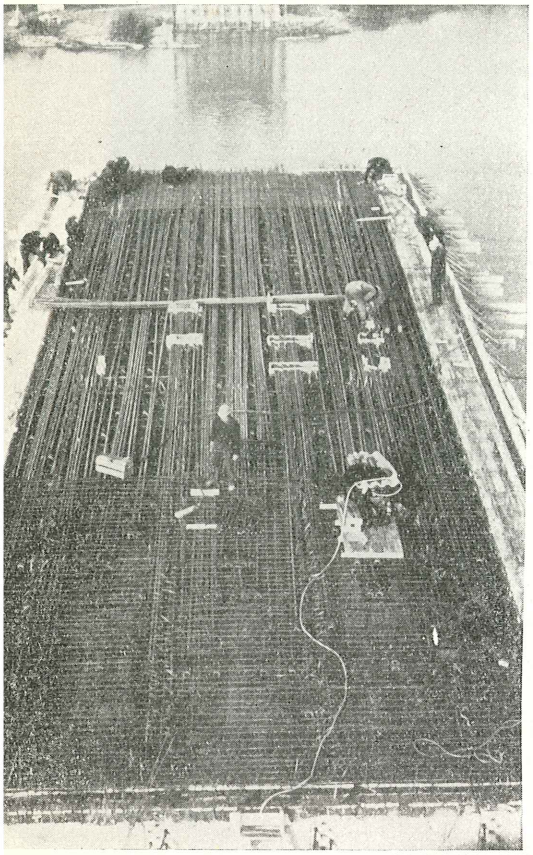
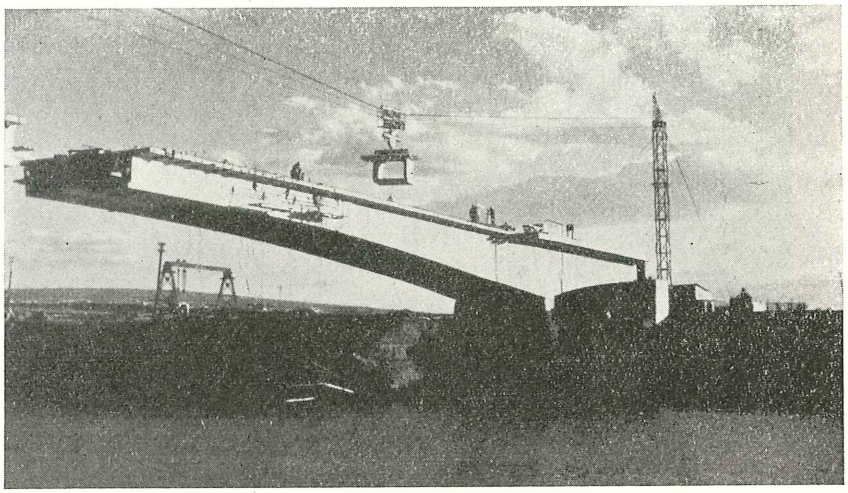


Figura 28.

Figura 29.



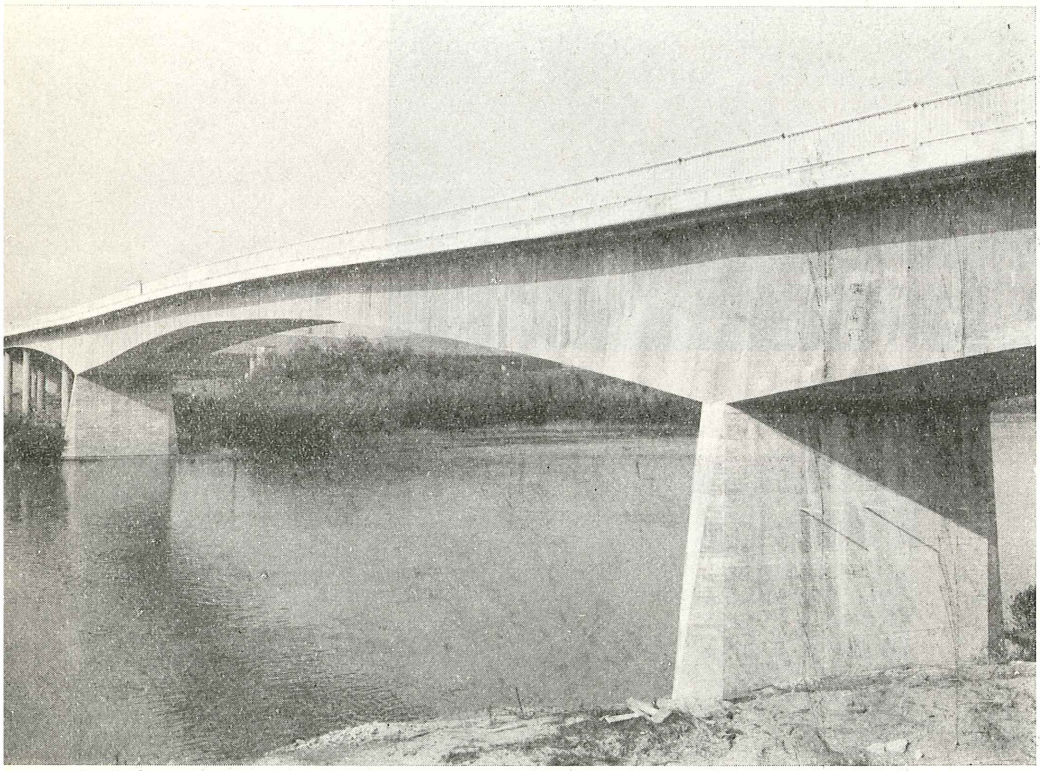


Figura 30.

pasos y viaductos urbanos

J. MANTEROLA

Voy a continuar la comunicación de mi compañero Leonardo Fernández Troyano con una serie de puentes cuyo proyecto ha sido desarrollado por D. Carlos Fernández Casado, por D. Leonardo Fernández Troyano y por mí. Estos puentes —Torre Baró, Real Automóvil Club, San Agustín y Cuatro Caminos— tienen como datos de partida diferentes a los anteriores el hecho de que ninguno de ellos está sobre río.

VIADUCTO DE TORRE BARO

Propietario: Autopistas del Mediterráneo.
Empresa constructora: ET.HU.A. (Entrecanales, Huarte y Agromán).
Dirección: Antonio Lorente, Ingeniero de Caminos.
Jefe de obra: Angel Gil Moratinos, Ingeniero de Caminos.
Sistema de pretensado: B.B.R.V.
Construcción: 1968-69.

El viaducto de Torre Baró está formado por dos calzadas de 15,4 m de ancho, que atraviesan una vaguada de unos 400 m de longitud, estableciendo un cruce muy oblicuo sobre dos carreteras existentes y una vía triple de ferrocarril.

Para reducir las luces a salvar se decidió adoptar la solución de pila única, de lo cual resulta una luz mínima sobre el ferrocarril de 51,6 m, de 40 m y 35 m sobre las dos vías de carretera.

En un principio se planteó la solución de cajón único continuo que permite una mayor flexibilidad en la disposición de los apoyos, y se sirve de su rigidez a torsión para equilibrar el efecto de la sobrecarga descentrada, pero a la empresa constructora le convenía una solución formada por vigas prefabricadas por contar con la maquinaria adecuada para este fin.

Se adoptó, en vista de estas circunstancias, un tablero formado por cinco vigas en doble T asimétrica de 2 m de canto, con una separación entre sí de 2,95 m y unidas en cabeza por una losa de 20 cm de espesor como único elemento de arriostramiento (fig. 1).

Un tablero formado por vigas doble T asimétrica aparece como el más conveniente, tanto en lo que se refiere a sus condiciones resistentes como al proceso de lanzamiento y construcción.

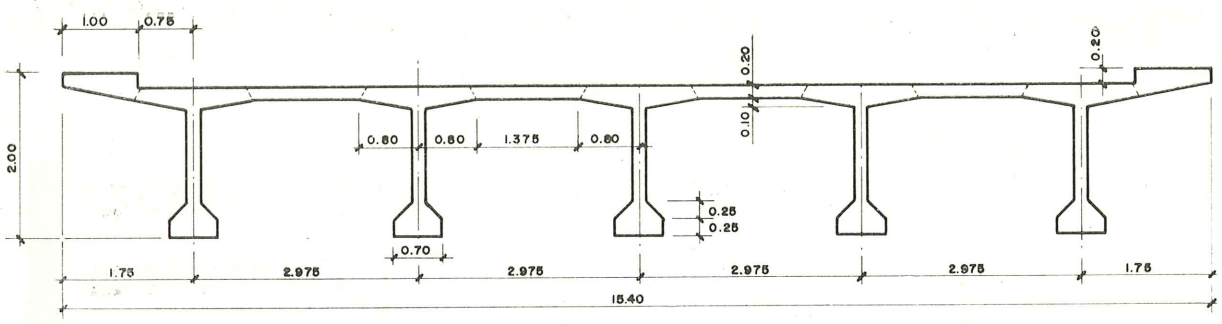


Fig. 1.—Viaducto de Torre Baró (sección transversal del dintel).

Condiciones resistentes

— Las condiciones resistentes del tablero establecen la necesidad de un apoyo transversal continuo a todo lo ancho del tablero, con lo que la rigidez a torsión individual de las vigas no es sustantiva para el equilibrio.

— A efectos del reparto transversal, el mecanismo de reparto encuentra su eficacia en el brazo de palanca que establecen las rigideces a flexión de las vigas a través de la rigidez a flexión de la estructura transversal del tablero. Incrementar la rigidez transversal a base de vigas riostras, aumento del espesor de la losa u otros procedimientos, no resulta adecuado más que en aquellos casos en los que la sobrecarga de utilización presente grandes concentraciones de carga, lo que no ocurre con la sobrecarga de carreteras, cuya concentración de cargas es pequeña.

— La distribución de masas en la viga doble T asimétrica aparece como ideal siempre que se suponga pretensado en fase I, como era obligatorio en este caso.

Construcción

— Para la misma rigidez a flexión, la viga doble T asimétrica es la que presenta menos superficie de encofrado, mejores condiciones de hormigonado, posibilidad de utilizar unidades de pretensado mayores y materializa un camino de rodadura para el transporte de vigas antes de completar la ejecución del tablero.

Las dimensiones adoptadas en nuestro caso fueron 1,6 m. de ancho en cabeza superior, 20 cm de altura y 70 cm de cabeza inferior. El canto total es de 2 m.

Las vigas se fabricaron con la misma sección transversal de dos longitudes diferentes: 35 y 40 m, con un peso máximo de 80 Tm.

El pretensado de las vigas se hizo con cuatro cables formados por 34 alambres de 7 m y dos cables de 24 $\varnothing$ 7.

El tablero se arma con acero 46 corrugado en dirección transversal.

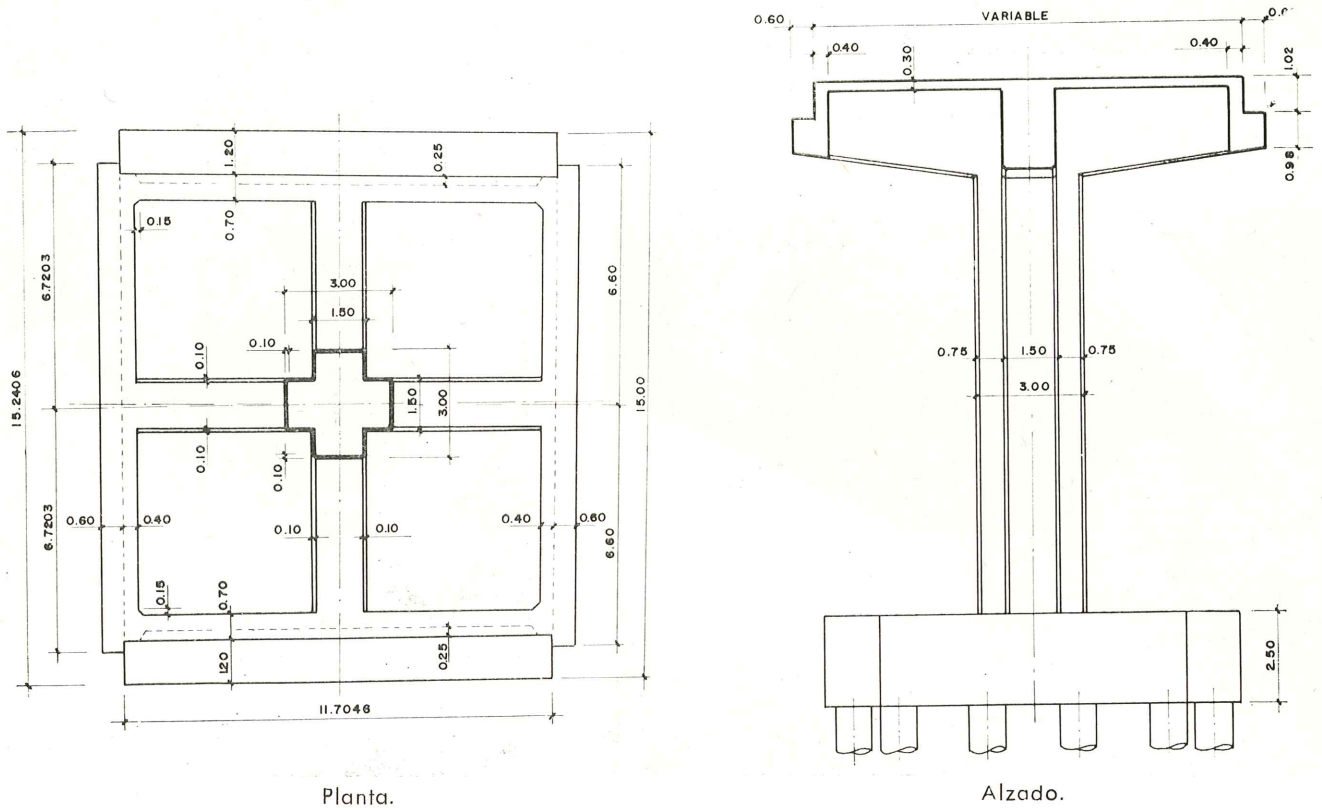
En los extremos del tablero se disponen dos vigas riostras armadas con tres cables de 8 $\varnothing$ 7.

Los tableros de 35 y 40 m de luz se apoyan a media madera sobre los cabezales de inercia variable, que constituyen la expansión transversal de las pilas.

Estas, con sección rectangular hueca de 3 $\times$ 1,5 m en el exterior y paredes de 25 y 50 cm, se prolongan en el cabezal superior pretensado con ancho de 1,5 m y canto variable de 1,75 en la zona de contacto con la pila y 1 m en su extremidad.

El pretensado de los cabezales no se completaba hasta que se hubieran colocado las dos vigas extremas que proporcionaban el momento suficiente para que el pretensado total no agrietase la sección de empotramiento en la parte inferior.

El tramo de 51,6 m, correspondiente al paso del ferrocarril, se constituye por el tablero de 40 m de luz apoyado sobre dos pilas "seta" de 13,3 × 15,4. Estas pilas deberían cumplir en dos direcciones ortogonales la función que las pilas normales con su cabezal cumplen en una sola dirección. Por esta razón se formaron por el entrecruzamiento de dos pilas normales que se contornean con vigas en los bordes. Tanto las vigas en cruz como las de contorno, se pretensaron con cables de 34 ∅ 7 (figs. 2 y 3).



Planta. Alzado.

Fig. 2.—Viaducto de Torre Baró (Pila "Seta").

Con el fin de no incrementar el momento flector longitudinal en cimientos y en el fuste de las pilas durante el proceso de lanzamiento en las vigas, con el consiguiente sobrecosto, hubo necesidad de dejar incompleto el lanzamiento de vigas por un solo lado y pasar al siguiente con el fin de equilibrar los momentos flectores a ambos lados de la pila. Las vigas restantes se lanzaron a la vuelta del puente de montaje.

Debido a que una de las calzadas del puente experimenta una bifurcación, el ancho de la plataforma aumenta en dos tramos, y el número de vigas pasa de cinco a siete y ocho.

Tanto la cimentación de las pilas como la de los estribos reposa sobre un encepado de pilotes de 1 m de diámetro (figs. 4, 5 y 6).

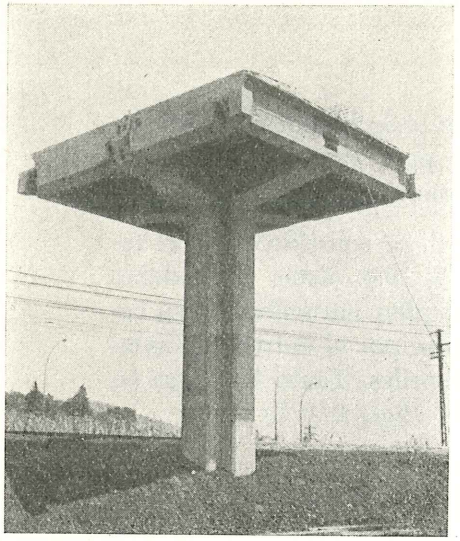


Figura 3.

Figura 4.

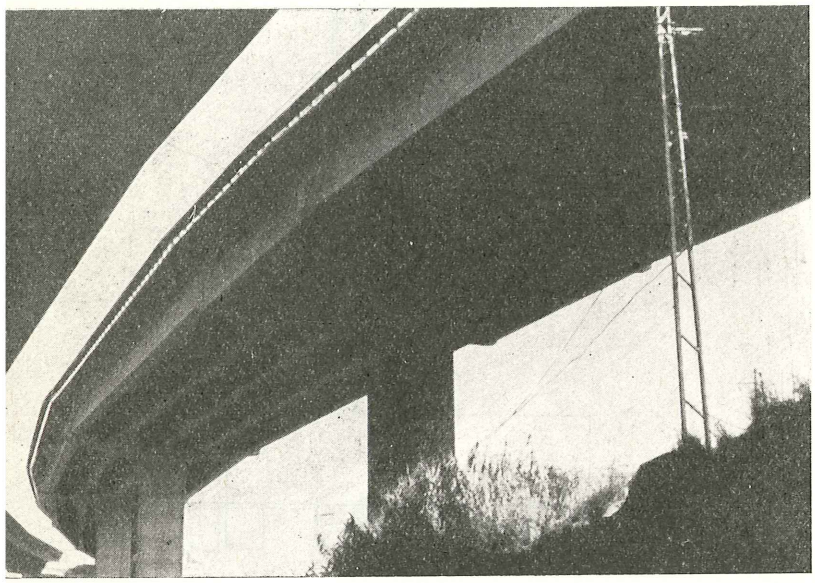


Figura 5.

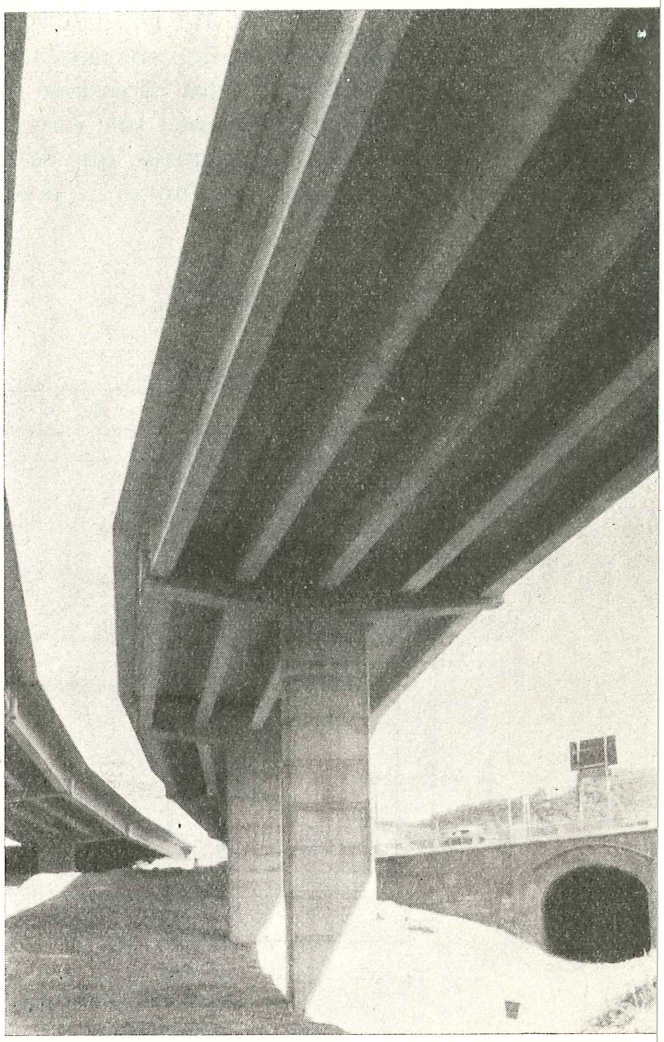
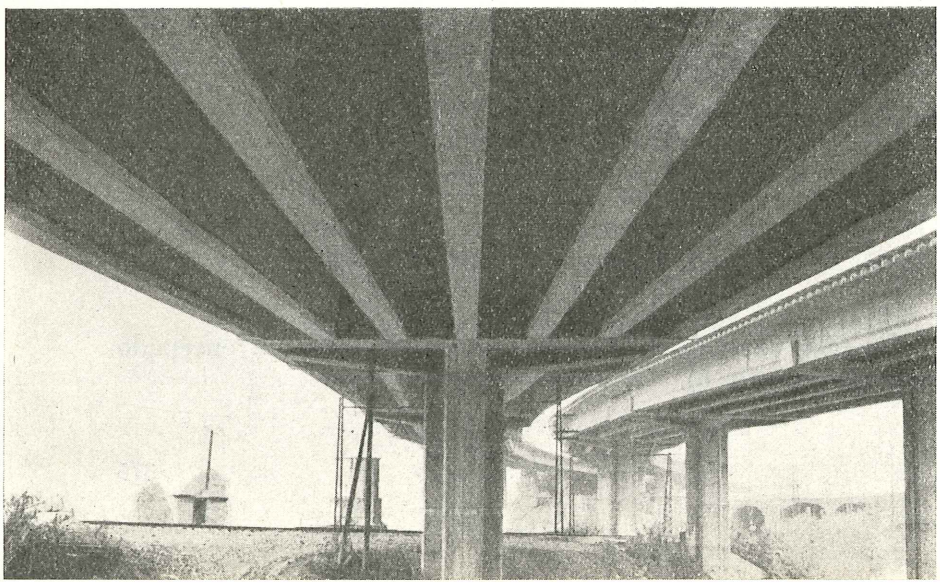


Figura 6.



PASOS SUPERIORES DEL REAL AUTOMOVIL CLUB Y DE SAN AGUSTIN

Propietario: M. O. P.
Dirección: Carlos Rubio, Ingeniero de Caminos.
Empresa constructora: Dragados y Construcciones, S. A.
Sistema de pretensado: Freyssinet.
Construcción: 1968.

Ambos pasos, situados en la carretera de Burgos, a la salida de Madrid, son de características muy similares, con luces de 14, 30 y 14 m el primero y 12, 30, 14 y 8 el segundo.

Longitudinalmente, son puentes continuos, de inercia variable y sección cajón unicelular, que se apoyan sobre pilas-tabique de sección variable (fig.7). En ambos pasos el

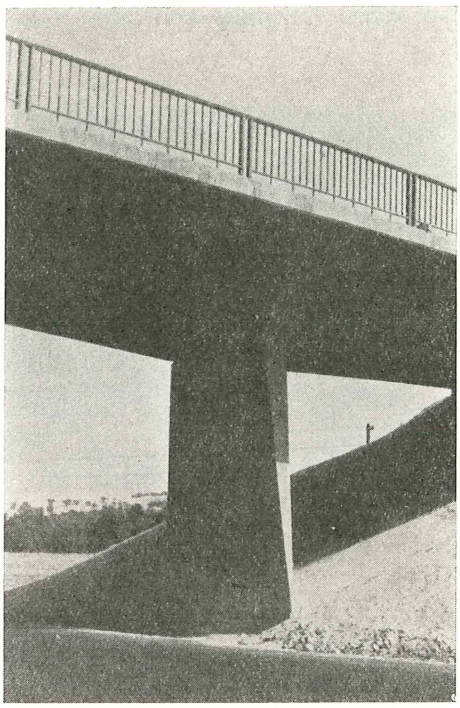


Figura 7.

tramo de 30 m constituye el salto sobre la autopista, y los vanos laterales constituyen las compensaciones en el caso del puente del Automóvil Club, y permiten el desvío de la autopista hacia el pueblo, en el caso del puente de San Agustín.

La sección transversal del tablero, de 10 m de anchura total, está formada por una sección cajón trapecial de canto variable y dos vuelos laterales de 2,85 m. Los cantos varían de 1,40 m sobre los apoyos a 0,80 m en el canto del vano central y en los extremos de los vanos de compensación (fig. 8).

La losa inferior del cajón es de espesor variable entre 0,2 y 0,3 cm, las almas de espesor constante e igual a 0,35 m, salvo en los apoyos y la losa superior de espesor constante a lo largo de la sección longitudinal del puente y variable en dirección transversal entre 0,2 y 0,3 m. El espesor de los voladizos del cajón que completa la sección transversal es de 0,3 m en el empotramiento y 0,2 m en el extremo.

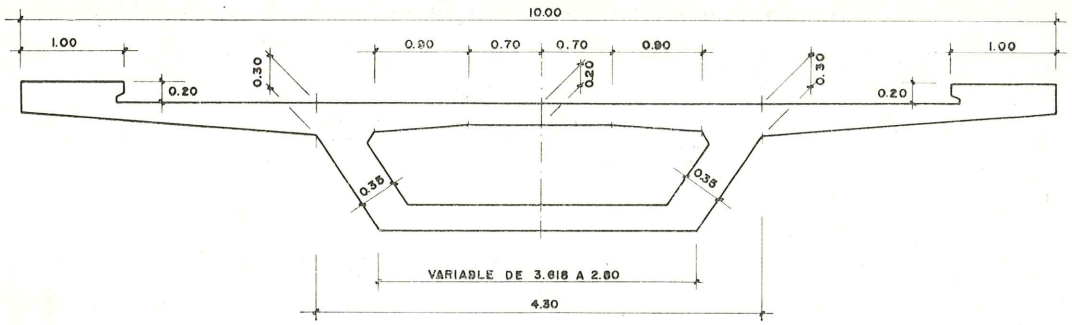


Fig. 8.—Paso del Real Automóvil Club y San Agustín (sección transversal).

Longitudinalmente, el puente del Real Automóvil Club se pretensa con 36 unidades 12 ∅ 8, 24 de las cuales van de principio a fin del tablero, y las 12 restantes se interrumpen al pasar el apoyo sobre las pilas centrales y antes de llegar al centro del vano central (fig. 9).

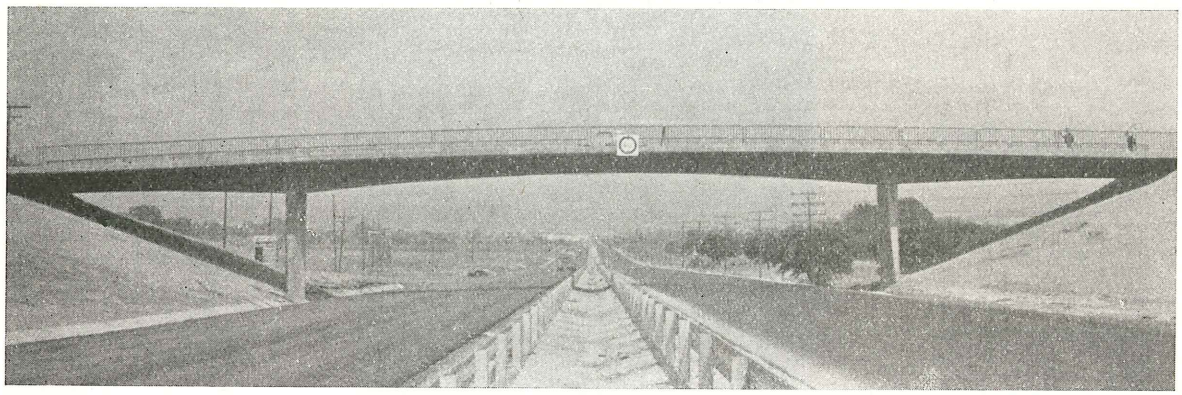


Figura 9.

El puente de San Agustín se pretensa con un número variable de unidades según los tramos, desde 14 cables de 12 ∅ 8 en los tramos laterales a 30 sobre el apoyo del tramo de 30 m y 22 en el centro del mismo tramo.

La armadura transversal del tablero está formada por armaduras pasivas de 46 kilogramos/mm² de resistencia en redondos ∅ 15,5 a 20 en almas y ∅ 14, 12,5 y 11 en losas superior e inferior.

Tanto en el puente del Real Automóvil Club como en el de San Agustín las dos pilas centrales tienen 4,7 m de altura y son de forma trapecial, con 2,8 m en la cara de contacto con el dintel y 3,8 m en la cimentación. La anchura de las pilas varía de 0,7 m en la parte superior a 1 m en la inferior. La sección transversal varía desde el rectángulo en la parte superior a un rombo en la inferior.

Se arma con acero 46 y se apoya en el suelo por cimentación directa de $3,5 \times 6,5$ metros.

Las pilas secundarias del puente de San Agustín, situadas entre los tramos de 8 y 14 m, están compuestas por dos pilares de sección rectangular de 60 cm de lado, estando girada la sección superior respecto a la inferior 45 grados.

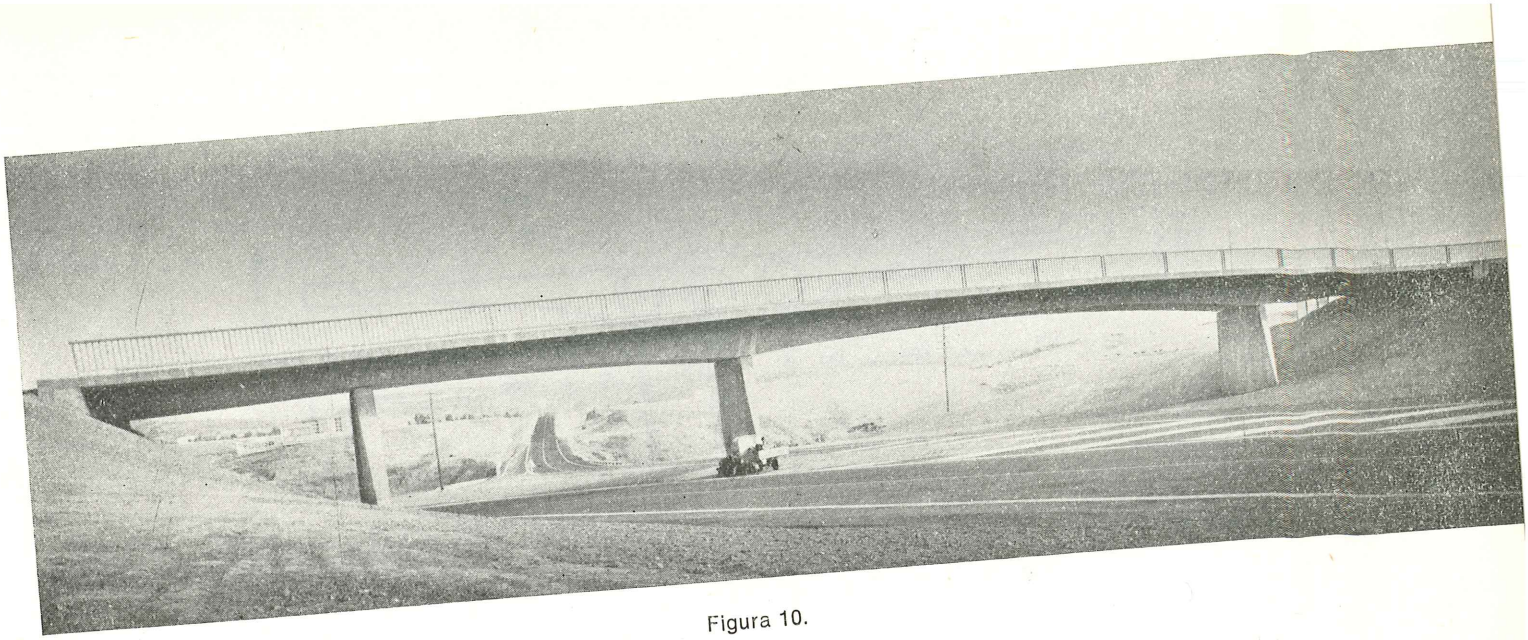


Figura 10.

El apoyo entre el dintel y las pilas se efectúa por intermedio de placas de neopreno (fig. 10).

La construcción del dintel se efectuó sobre cimbra, hormigonando en primer lugar la losa inferior y las almas, y después, la losa superior. Longitudinalmente se dejaban cuatro juntas: una, en el centro del vano central, y tres, sobre los apoyos.

PASO SUPERIOR DE CUATRO CAMINOS, MADRID

Propietario: Excmo. Ayuntamiento de Madrid.
Dirección: D. Antonio Valcárcel, Ingeniero de Caminos.
Jefe de Obra: D. José Manuel López Sáinz, Ingeniero de Caminos.
Empresa Constructora: Huarte y Cía.
Sistema de pretensado: C.C.L.
Construcción: 1969.

El puente de Cuatro Caminos pertenece al segundo cinturón metropolitano en el cruce de las calles Raimundo Fernández Villaverde-Reina Victoria sobre Bravo Murillo.

Está formado por un dintel continuo de 16 m de ancho y luces de 16 + 22 + 22 + + 32 + 22 + 22 + 16, al que se accede desde la calle de Raimundo Fernández Villaverde por un estribo de 127 m de longitud y por el de Reina Victoria por un estribo de 105,6 m.

La circulación superior está formada por dos carriles en cada dirección de 3,25 metros, separados entre sí por una mediana de 1,00 m de ancho y bordeado por dos aceras de 1,00 m.

El tablero tiene sección trapecial con 16 m de ancho en la cara superior y 3,00 metros en la inferior. El canto del dintel se mantiene constante en dirección longitudinal y variable en dirección transversal de 0,2 m. en el borde a 1,2 m en el centro. Se aligera interiormente con tres tubos de cartón de 80 cm de diámetro, que se interrumpen en la zona de pilas (figs. 11 y 12).

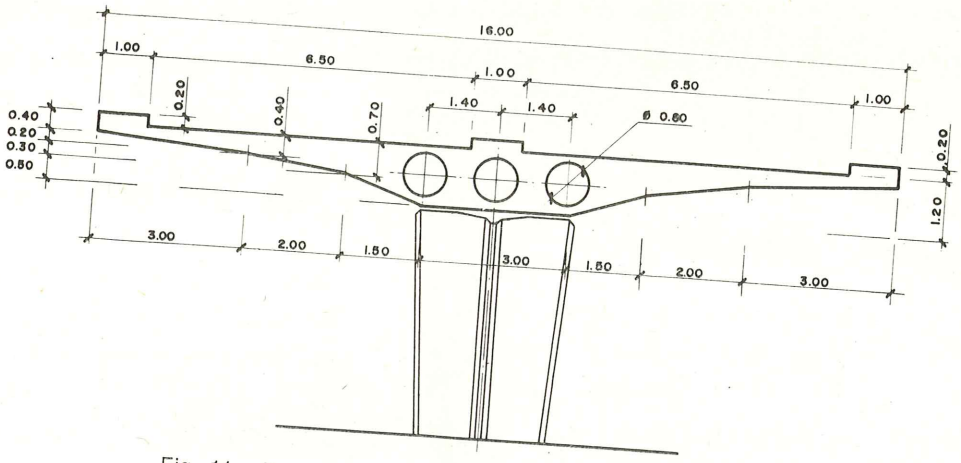


Fig. 11.—Paso de Cuatro Caminos (sección transversal).

El tablero se pretensa en dirección longitudinal con unidades formadas por 12 cables de 0,5″ y transversalmente por un cable de 0,7″ y separación de 1 m. El número de unidades de pretensado longitudinal varía a lo largo del puente. La armadura com-

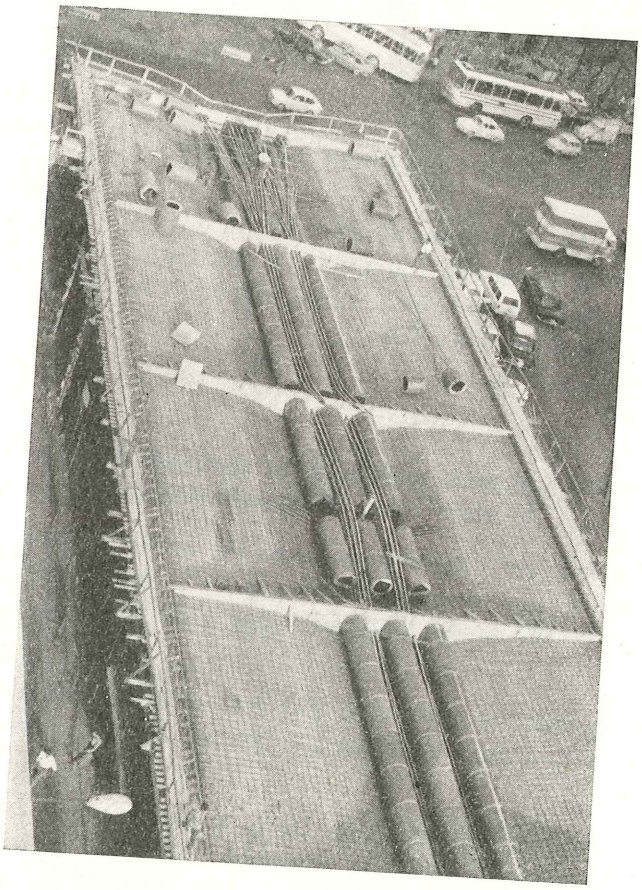


Figura 12.

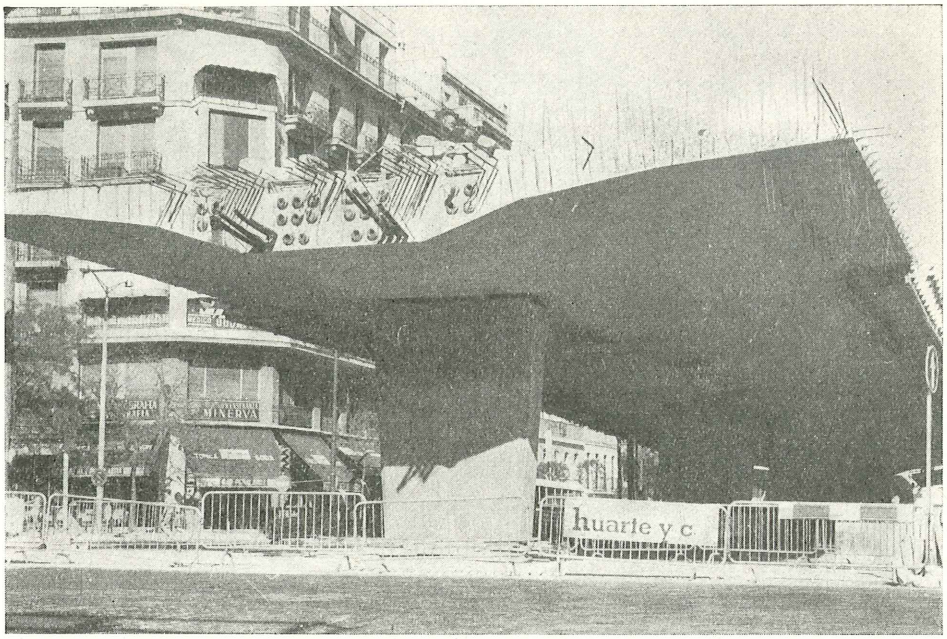


Figura 13.

plementaria es de acero de 46 Kg/mm² de límite elástico y situadas en dirección longitudinal y transversal (fig. 13).

Las seis pilas del puente tienen forma trapecial con base inferior de 2,4 m y superior de 3 m. El ancho de pilas es de 0,9 m, y su altura varía de 5 m a 4 m.

Las pilas se arman con redondos de 25 mm de diámetro vertical de acero de 46 kilogramos/mm² de límite elástico.

Entre las pilas y el dintel se interponen dos apoyos deslizantes formados por neopreno y teflón. Los apoyos son de 950 Tm en las pilas centrales, 750 Tm en el resto de las pilas y de 350 Tm sobre el estribo de Raimundo Fernández Villaverde. En el estribo Reina Victoria se encuentra la articulación fija.

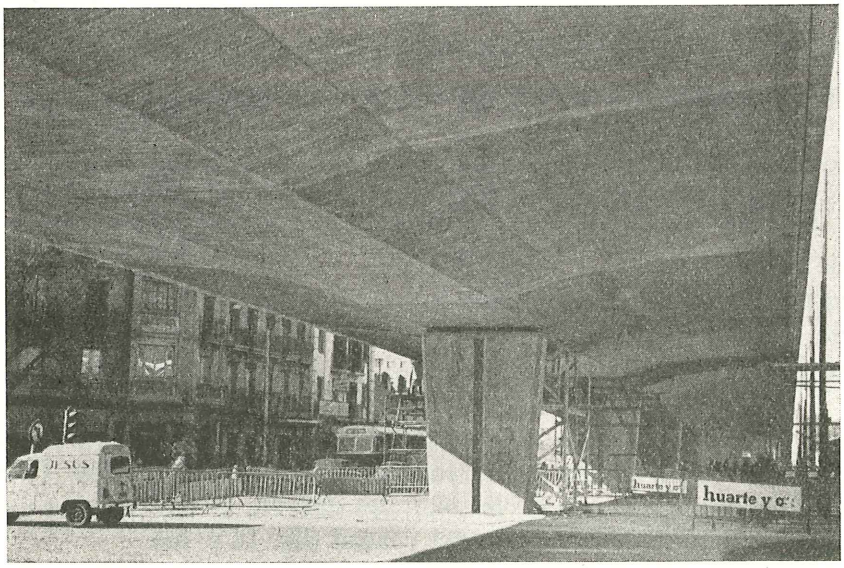


Figura 14.

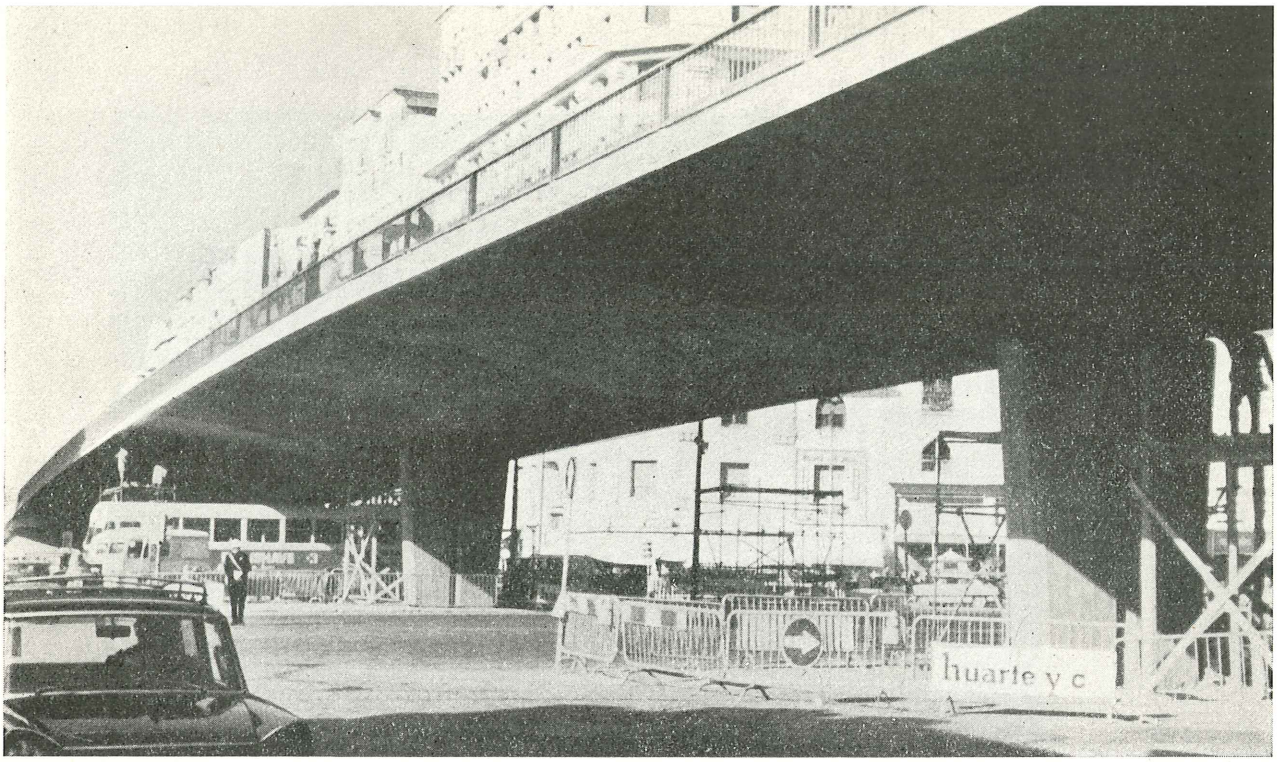


Figura 15.

Los accesos al puente están formados por dos muros de acompañamiento y el estribo, propiamente dicho. El estribo de forma de "morro" tiene trazado en planta trapecial de 3 m en el lado del dintel y 14 m en el de los muros de acompañamiento. El estribo Reina Victoria salva una luz de 21 m para no apoyarse en el túnel del metro de cocheras. Para ello, se pretensa con unidades de 150 Tm.

La cimentación del puente se hace con pilotes de sección rectangular de $1{,}8 \times 0{,}65$ metros y 32 m de longitud. Se ha llegado a esta profundidad para salirse de los tres niveles que forma el metro actual, la conducción del Canal de Isabel II y el metro futuro.

Los encepados de cimientos del estribo Reina Victoria y el de una de las pilas centrales están pretensados con unidades de 150 Tm, pues son vigas que salvan los ramales del metro citado.

La construcción del puente se hace en los siguientes pasos:

1.º Construcción de los muros de acceso y pilotaje de cimientos.
2.º Pilas.
3.º Construcción de 66 m de tablero en el lado Raimundo Fernández Villaverde. El hormigón se vierte sobre encofrado de madera apoyado en cimbra sobre el suelo.
4.º Desencofrado del tramo.
5.º Construcción de 66 m de tablero en el lado Reina Victoria.
6.º Desencofrado del tramo.
7.º Construcción de los 20 m centrales.

Durante toda la construcción de la obra se ha mantenido el tráfico en la plaza y las calles afluyentes en estrecha colaboración con la Jefatura de Tráfico de Madrid. Para ello, se circulaba por el tramo central y uno de los laterales durante la construcción del otro, y por los dos laterales, durante la construcción del central (fig. 14 y 15).

591 - 2 - 39

puentes pretensados para autopistas

A. PAEZ

Sr. Presidente, señoras, señores.

Lamento que la gripe me haya marginado de estas reuniones obligándome a guardar cama. Apenas pude asistir a la sesión de apertura en donde nuestro Presidente, Fernando Cassinello, insistió en la conveniencia de que esta Asamblea estuviera impregnada de un espíritu de colaboración y apertura, de tal modo que no sólo fueran nuestros éxitos y aciertos los que motivaran nuestras comunicaciones, sino más bien nuestras dudas y vacilaciones, nuestros errores y nuestras imprevisiones.

Atendiendo a este requerimiento, mi intervención quedará dividida en dos partes perfectamente diferenciadas; en la primera expondré un conjunto de realizaciones que han servido de base de conocimiento para una serie de experiencias; en la segunda enunciaré los resultados, positivos, unos; negativos, otros; deducidos de tales experiencias, ilustrados con un leve comentario de obligado carácter subjetivo por tratarse de una interpretación personal de los fenómenos o anomalías registrados.

Esbozado el tema pasemos a su desarrollo. Un conjunto de figuras, más elocuentes con su imagen que mis palabras, os proporcionarán una idea cabal del problema.

La figura 1 muestra el aspecto general externo de una de estas vigas especiales que en número superior a 500 se han construido en Cataluña y en San Sebastián. Su luz es de 35 m.,

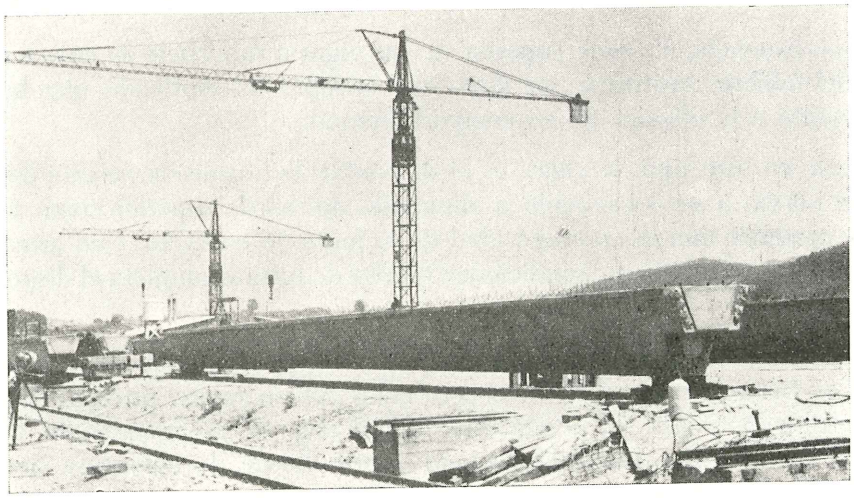


Figura 1.

y su sección en V se aprecia con toda claridad en la segunda figura. La esbeltez de esta pieza prefabricada en moldes metálicos y curada al vapor es de 25, ya que su canto es de 1,42; si bien disminuye a 21 cuando se le adicionan los 23 centímetros de la losa del tablero; losa que, por hormigonarse "in situ" sobre el conjunto de vigas paralelas, es a la vez cabeza de compresión y elemento de arriostramiento de las piezas prefabricadas.

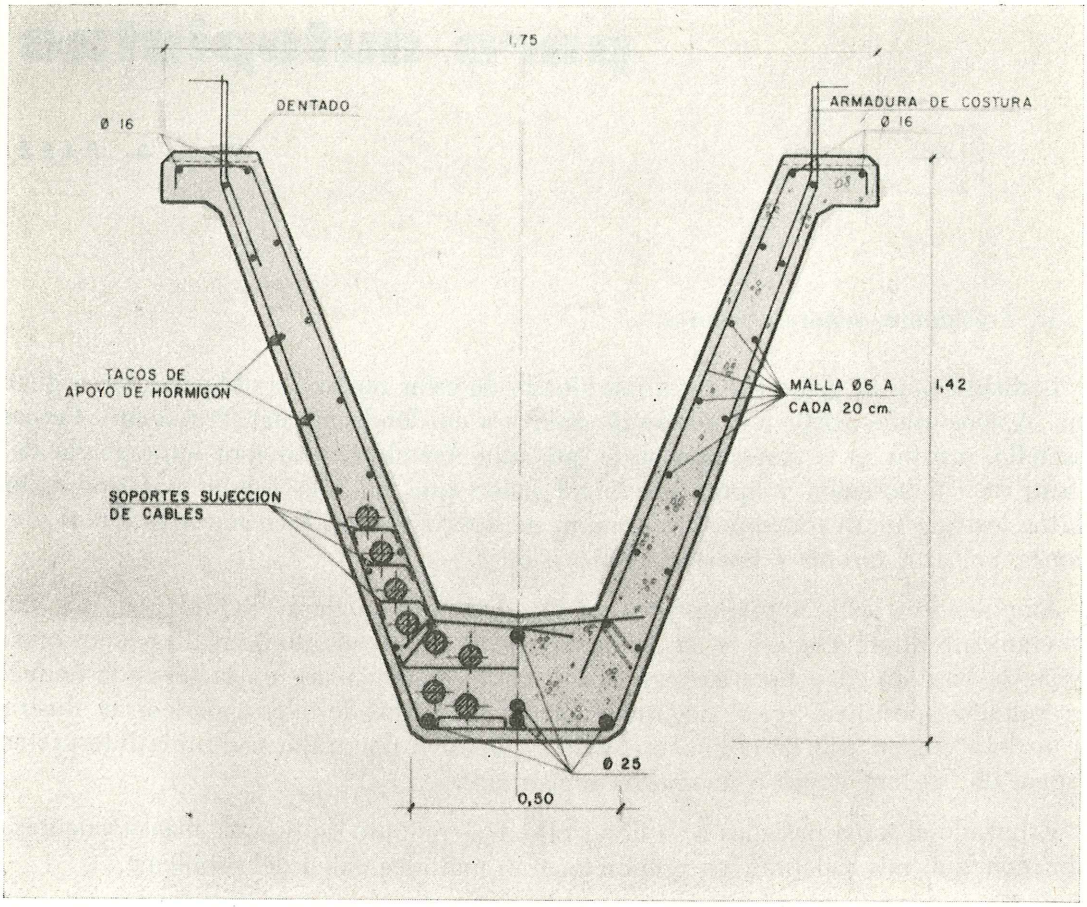


Figura 2.

Como consecuencia, el borde superior de las vigas o superficie de enlace con el hormigón *in situ* del tablero constituye una junta que siempre ha motivado una honda preocupación en cuanto a la eficacia de su comportamiento.

El sistema, en este tipo de vigas, es el de confiar la trasmisión rasante de los esfuerzos cortantes del nervio a un escalonado o almenado del borde superior como sistema industrializado de producir una macrorrugosidad de la junta de contacto. Una armadura de costura estrictamente calculada en condiciones finales de rotura completa el dispositivo de esta unión (fig. 3, 4 y 5).

El apoyo de las vigas se realiza, mediante la correspondiente placa de neopreno, a media altura. Los fustes de las pilas están coronados por un capitel provisto del oportuno escalón para recibir las vigas. En planta este capitel (fig. 6) es ligeramente trapecial para absorber, con su diferente desarrollo en uno y otro borde, la curvatura del trazado del

Figura 3.

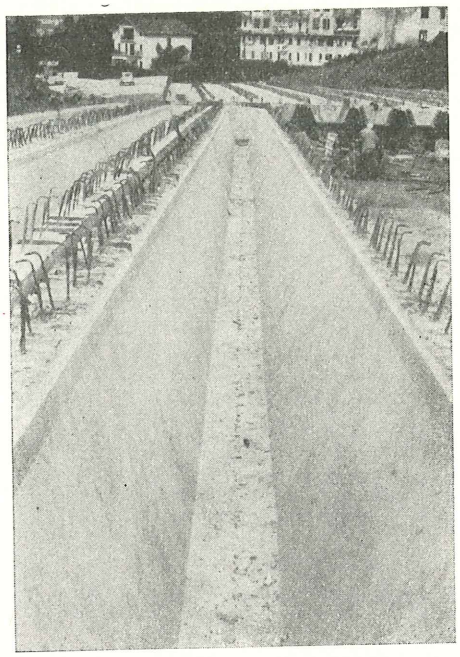


Figura 4.

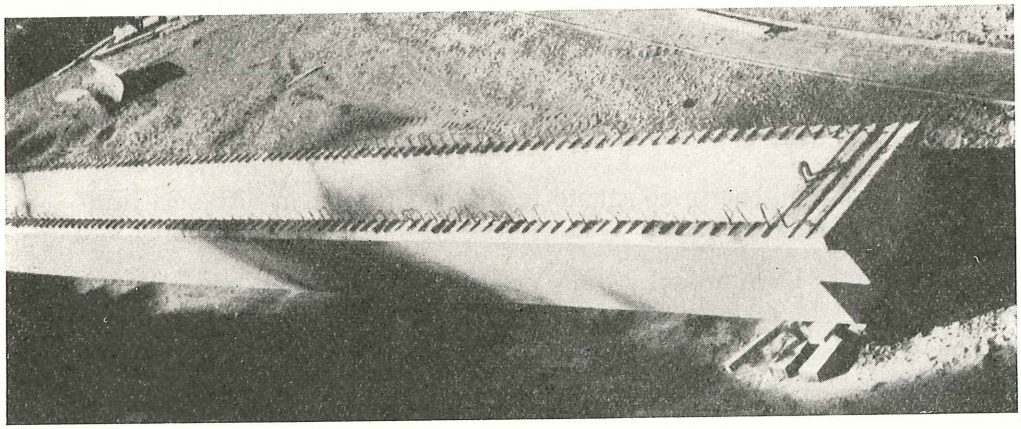
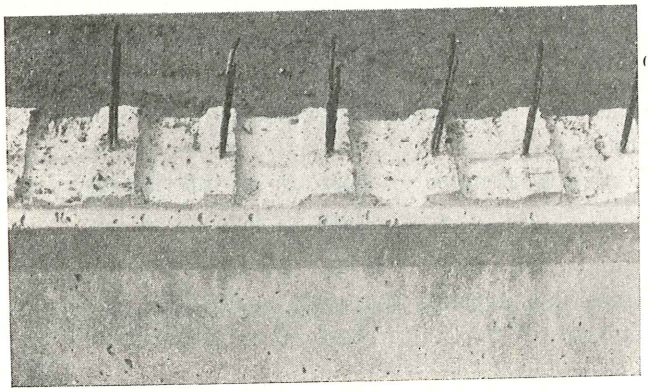
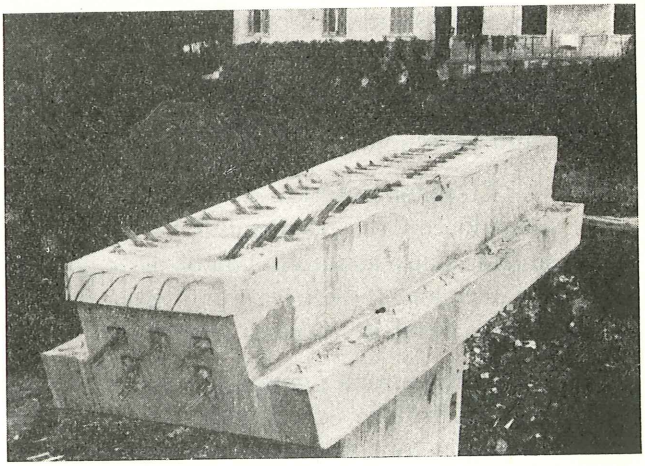


Figura 6.

Figura 5.





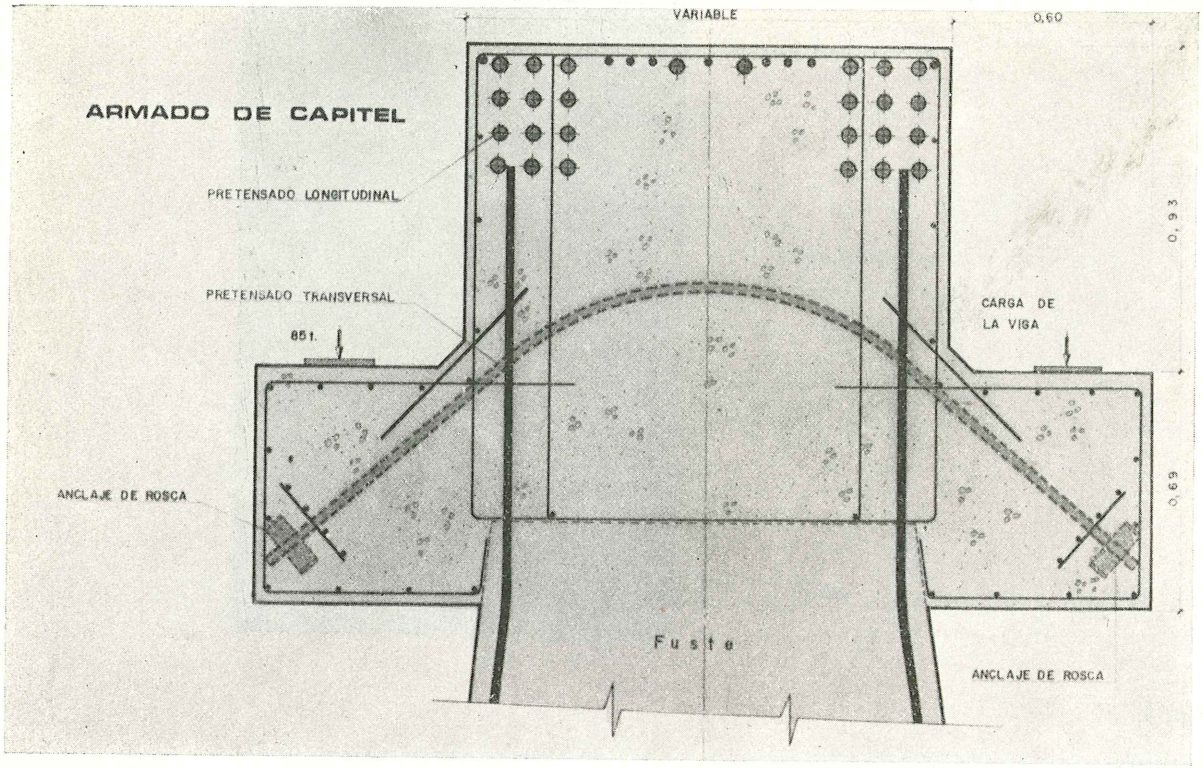


Figura 7.

puente, de tal modo que pueda mantenerse constante la luz de las vigas o distancia libre entre bordes de capiteles adyacentes.

Un doble pretensado (fig. 7) longitudinal y transversal transforma en un adecuado estado de bicompresión la doble flexión que actúa sobre el capitel. Una solución de hormigón armado conduciría a un régimen de bitracción en el hormigón que ocupa la parte superior del capitel, régimen que por su naturaleza tiende a fragilizar el material y favorece la formación de anchas grietas de amplio desarrollo, netamente peligrosas, tanto por suponer un latente proceso de oxidación de las armaduras como por iniciar un estado de dislocación incompatible con el prinipio de Saint-Venant, ya de dudosa aplicación en ménsulas tan cortas comparadas con su propio espesor o canto.

Con la aplicación del pretensado, la continuidad es ahora coherente con las hipótesis admitidas en una racional descomposición de fuerzas. Sólo de esta forma, el cálculo resulta verosímil.

El plano inferior del capitel queda enrasado con el intradós del tablero, un intradós plegado con sus paramentos laterales en desplome. Por fuera de las vigas y, realzando su silueta, unos acusados voladizos soportan los andenes laterales y alojan en un interior las canalizaciones eléctricas y telefónicas. La cornisa remata con su clara tornalidad la imposta lateral del tablero (fig. 8).

Como norma general, y salvo raras excepciones, los estribos han sido sustituidos por pilas enterradas con lo cual el puente parece integrarse más al terreno y formar parte de su propia topografía (fig. 9).

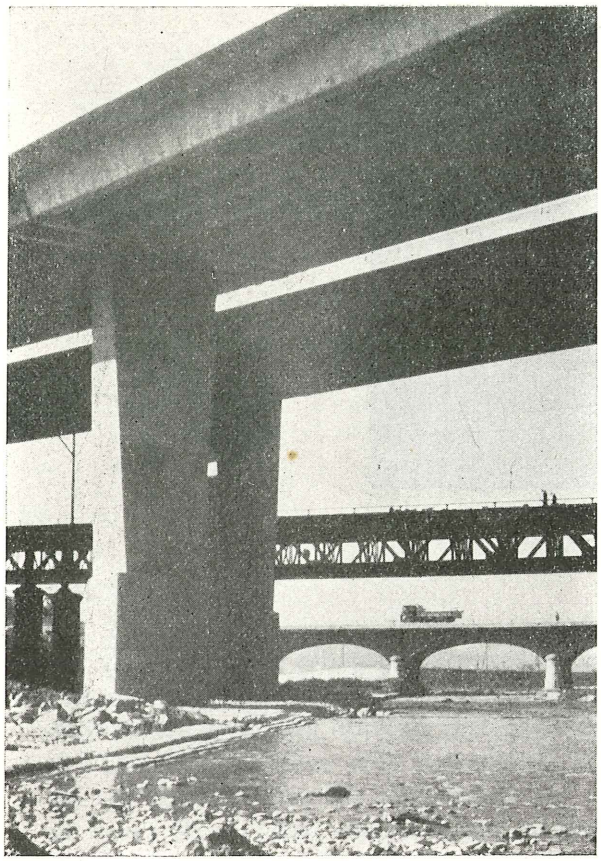


Figura 8.

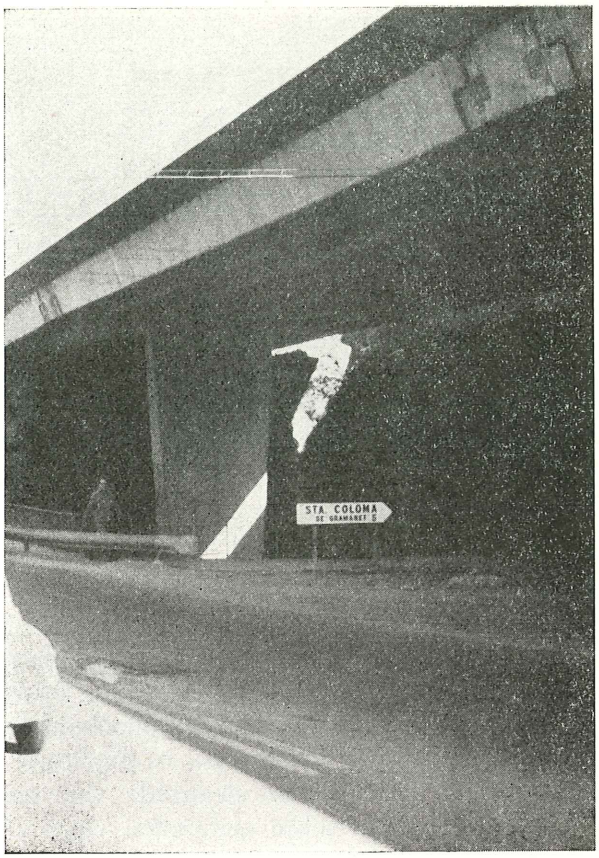


Figura 9.

En las figuras 10, 11 y 12 aparecen diversos cruces sobre diferentes vías de comunicación, y en las 13, 14 y 15, el caso particular de un cruce de la autopista Barcelona-La Junquera sobre el ferrocarril de Barcelona a la frontera, cuyo fuerte esviaje obligó a la disposición de unos pórticos transversales en sustitución de las pilas teóricamente situadas en el eje del ferrocarril.

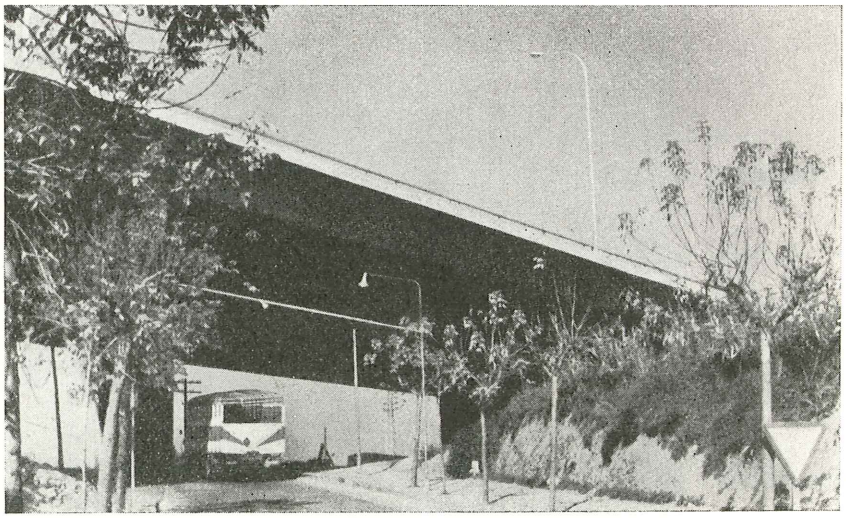


Figura 10.

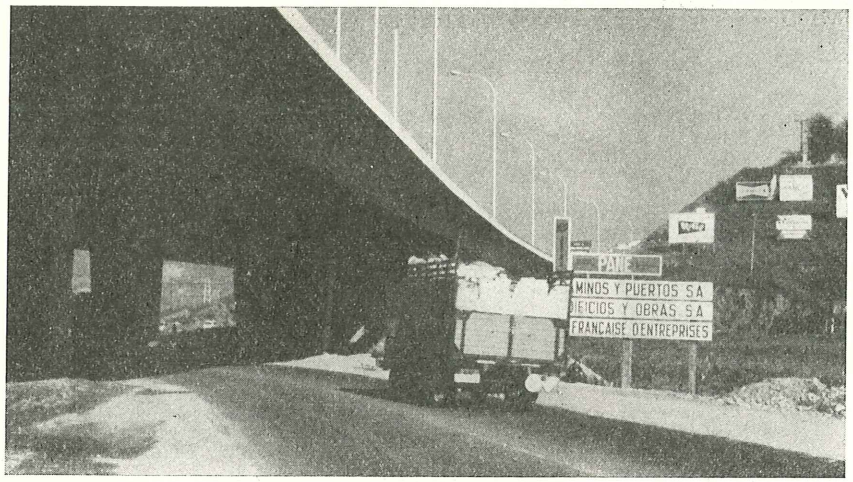


Figura 11.

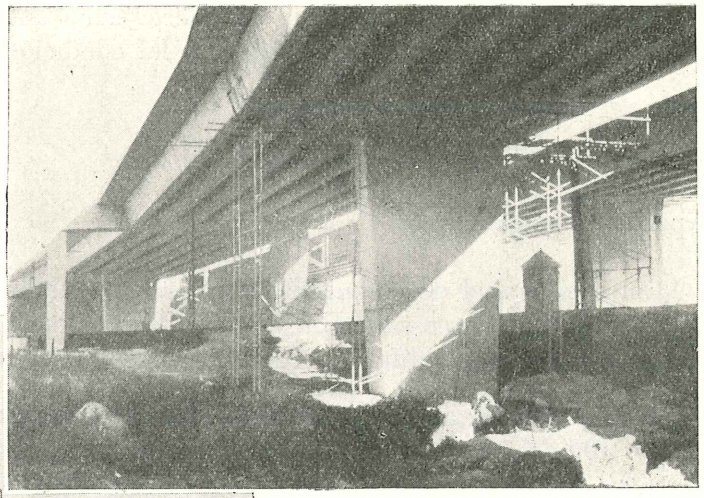
Permitidme que no me detenga en la profusión de particularidades constructivas y técnicas que envuelve la realización de estos puentes. Después de esta intervención mía, José Vicente Almela, con más conocimiento que yo por haber vivido más de cerca los múltiples problemas planteados, os explicará con el detalle que creo es necesario no sólo la compleja mecanización alcanzada, sino también los pormenores del control y de los ensayos realizados sobre materiales, vigas y tablero en sus sucesivos procesos de carga de servicio y rotura.

Y ahora, una vez expuesto el problema en su generalidad, pasemos al examen crítico de las conclusiones deducidas de esta interesante experiencia constructiva.

Figura 12.



Figura 13.



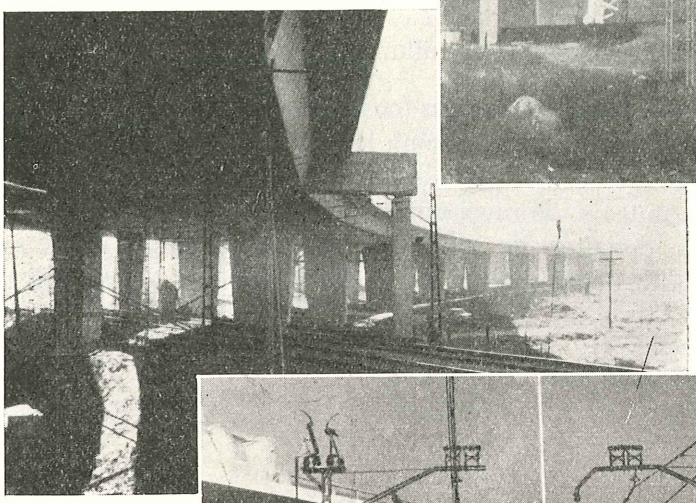


Figura 14.

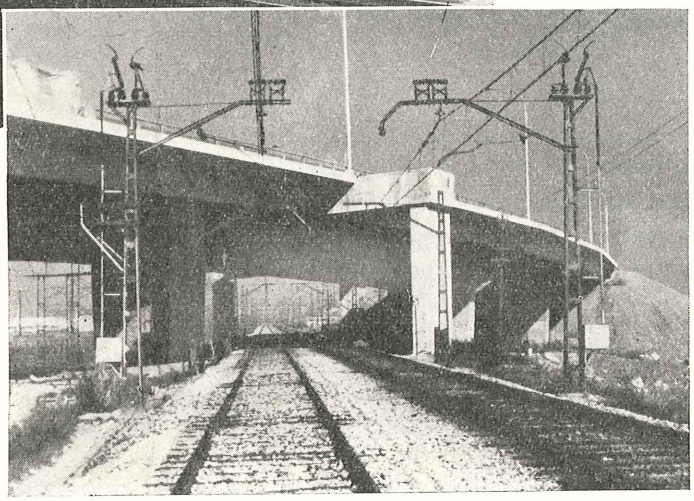


Figura 15.

1. PLACAS DE APOYO

Experiencia positiva

Como veréis en las diapositivas que os proyectará José Vicente Almela, un débil porcentaje de vigas construidas fueron ensayadas a servicio primero, y luego a rotura para determinar el verdadero comportamiento de estas piezas en un ensayo directo a escala natural.

El apoyo de las vigas en el banco de pruebas se hizo utilizando las placas de neopreno empleadas en la construcción, circunstancia que, si bien a primera vista parece lo lógico y natural, ofrece dudas cuando se considera que las placas calculadas para unas cargas y unos giros de servicio han de estar sometidas en el ensayo a unas condiciones muy desfavorables, ya que mientras las cargas superan las previstas en la proporción de los márgenes de seguridad adecuados, los giros son más de diez veces los de servicio.

Aun así, el comportamiento de las placas fue el adecuado, permitiendo los giros de las fases finales sin ninguna perturbación en las condiciones de los apoyos.

2. JUNTAS ENTRE PILA Y TABLERO

Experiencia negativa

Entre el capitel de coronación del fuste y el tablero se desarrolla una junta normal al eje del puente, necesaria para permitir las contracciones y dilataciones de los cambios estacionales de temperatura, así como la contracción residual de retracción.

A pesar del elevado coste de las juntas seleccionadas (coste que alcanza el 3 y a veces el 6 por 100 del coste total de la obra incluida cimentación), los resultados obtenidos están muy lejos de considerarse como satisfactorios. El hecho de que este fracaso radique en una defectuosa práctica de nivelación de juntas y de nivelación y acabado de la superficie de rodadura nos exime de un análisis más detenido de un problema que se enuncia por su trascendencia, pero que no esté inscrito dentro del marco de los temas de esta Asamblea.

3. ENLACE VIGA-TABLERO

Experiencia positiva

Confiada la transmisión de los esfuerzos rasantes viga-tablero, a un dentado del borde o cresta de las piezas prefabricadas durante los ensayos, se dedicó una especial atención a la aparición de todo indicio que manifestase un principio de separación o tentativa de deslizamiento entre los dos hormigones constitutivos de la viga y del tablero.

La ausencia de grietas o fisuras a lo largo de la superficie de unión o junta entre ambos elementos, incluso en las fases finales de agotamiento y prerrotura, justifican sobradamente la idoneidad de la solución adoptada y la confianza depositada en este dentado del borde.

Es cierto que una junta plana, que presente una marcada rugosidad en su superficie, limpia de todo detritus, está facultada para alcanzar unas resistencias al deslizamiento iguales a las de una junta dentada. Sin embargo, la experiencia muestra que las juntas planas, abandonadas a la rutina de la obra, acaban por perder su rugosidad y, por consiguiente, su eficacia. El escalón o diente no es más que una representación geométrica de una macroscópica rugosidad y un medio para definir una aspereza mínima.

4. ROZAMIENTO DE LOS CABLES

Experiencia negativa

En los ensayos efectuados se observó que apenas se rebasaba la carga máxima de servicio aparecía una microfisuración, visible sólo con ayuda de una lupa, índice de un estado de tracción en el borde inferior de la viga, incompatible con las previsiones teóricas basadas en unas pérdidas de tensión por rozamiento del 8 por 100 en el centro de la viga.

Para precisar este tema conviene advertir que la tensión de los cables se efectuaba primero por un extremo y luego por el otro. Las cuñas de retención de cada alambre (∅ 7) se enclavaban automáticamente mediante un dispositivo que saltaba cuando la presión del aceite llegaba al límite correspondiente a la carga estipulada, midiéndose, en todas las operaciones, los alargamientos a_1 y a_2 del alambre en el primero y segundo tensado.

En un millar de lecturas a_1, escogidas al azar en el cuaderno de la obra, se obtuvo para a_1 el valor medio de 19 cm., y de 2,4 cm. para a_2.

A primera vista, el hecho de que el alargamiento a_2 sea la octava parte del a_1 parece indicar que el rozamiento debió ser muy débil, ya que apenas se estira el cable al repetir la operación por el borde opuesto. Casi estamos tentados por aceptar que la pérdida unitaria debe ser un octavo cuando basta con un octavo de alargamiento adicional para restituir la tensión requerida.

Si admitimos, como hipótesis aproximada, que el rozamiento es uniforme a lo largo del cable, la tensión a una distancia x del extremo será:

$$\sigma_x = \sigma_0 - K x = \sigma_0 - x \frac{\sigma_P}{l}$$

siendo σ_0 la carga unitaria ejercida por el gato; l, la longitud del cable, y σ_P, la pérdida bb' registrada en el extremo opuesto (fig. 16). Al aplicar el gato en el extremo B opuesto al ante-

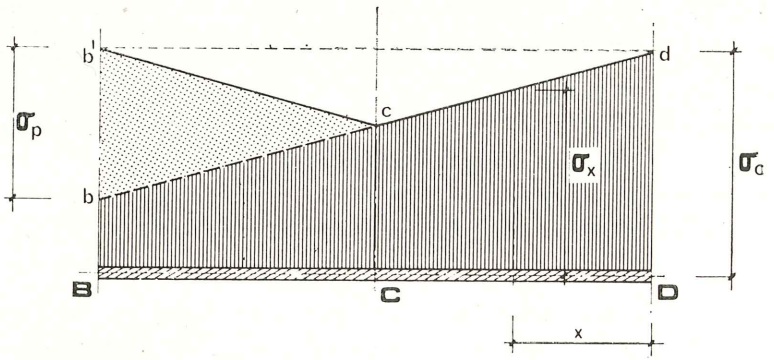


Figura 16.

rior, la tensión, máxima e igual a σ_0 en el extremo B, decrece hacia el centro, siguiendo la ley representada por la línea $b'c$ simétrica de la dc.

En la primera fase de pretensado, el alargamiento a_1 del alambre o recorrido del émbolo del gato aplicado en el extremo D es:

$$a_1 = \int_0^l \frac{\sigma_x}{E} d x = \frac{1}{E} \int_0^l \left(\sigma_0 - \frac{\sigma_P}{l} x \right) d x = \frac{l}{E} \left(\sigma_0 - \frac{1}{2} \sigma_P \right)$$

y llamando α a la relación:

$$\alpha = \frac{\sigma_P}{\sigma_0} \qquad , \qquad a_1 = \frac{\sigma_0 l}{E} \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right)$$

En el retensado desde el extremo B opuesto, el alargamiento a_2 obtenido es:

$$a_2 = \frac{\sigma_0 l}{E} \frac{\alpha}{4}$$

Llamando β a la relación entre los alargamientos de uno y otro lado:

$$\beta = \frac{a_1}{a_2}$$

se deduce que:

$$\beta = \frac{4 - 2\alpha}{\alpha} \quad , \quad \alpha = \frac{4}{\beta + 2}$$

Aplicando a estas fórmulas los valores medios de los alargamientos registrados se obtiene:

$$\beta = \frac{19}{2{,}4} = 8 \quad , \quad \alpha = \frac{4}{10} = 0{,}4$$

es decir, que la pérdida en el extremo fue del 40 y del 20 por 100 en el centro después del retesado.

A unos valores semejantes se llega aplicando el método de la medición directa. Mientras se tensa el alambre por un extremo, en el otro entre cuña y placa, se intercala una célula registradora de las cargas que llegan a dicho extremo. La diferencia hasta el esfuerzo ejercido por el gato en el lado opuesto, es la medida del rozamiento total.

Este conjunto de valores experimentados correspondientes a cada cable es muy disperso, como disperso es el conjunto de valores de α vinculados a cada pareja de alargamientos a_1 y a_2 observados en cada extremo. Entre otras causas, esta falta de homogeneidad se debe a la mayor o menor ordenación perimetral de los alambres dentro de la vaina y, especialmente, a los diferentes radios de curvatura que el cable presenta a lo largo de su trazado.

A menos que se utilizaran tubos de cierta rigidez en lugar de las vainas helicoidales y flexibles que usualmente se emplean, resulta difícil, por no decir imposible, conseguir unos cables rectilíneos en planta y parabólicos en alzado con curvaturas linealmente variables del centro a los extremos. En la práctica, el trazado es muy próximo al correcto, pero por más que se prodiguen los puntos de sujeción a la armadura transversal, en cada amarre, el cable toma la forma de una guirnalda o cadeneta suspendida de puntos intermedios.

Es vano el empeño de corregir su trazado. Durante el hormigonado, y precisamente a causa del estrechamiento producido en la sección por el propio cable, las masas vertidas, habitualmente secas en estos casos, sólo pasan por este cuello cuando se las empuja con vibradores de aguja actuando a uno y otro lado del cable, removiéndolo, maltratándolo y dejándonos con la incertidumbre de la posición finalmente adquirida. Sería necesario explorar cada cable con rayos X a lo largo de toda su longitud para poder estimar los radios mínimos y las sinuosidades de su trazado y valorar los rozamientos debidos a esta causa.

Sin que esta actitud presuponga una implícita adhesión a los principios del pragmatismo como doctrina filosófica, me atrevo a proponer la solución de analizar el problema

F. DEL POZO

basándome en los resultados prácticos que se deducen de su intervención. Renuncio a la investigación de las causas primarias para centrar mi atención sobre las consecuencias.

Si los rozamientos son muy variables y de carácter fortuito, variable y aleatorio será el estado de tensión en la sección central de la pieza, la más afectada por estas pérdidas, así como las flechas o contraflechas que presente la viga en una cierta hipótesis de carga.

En los estados de prefisuración, estando todas las secciones comprimidas, la flecha previsible se establece en términos del momento de inercia I, mediante la aplicación de las fórmulas clásicas de la Resistencia de Materiales. Elástico y homogéneo, el hormigón pretensado se comporta a estos efectos mucho más dócilmente que el hormigón armado, de suyo anisótropo e inconformista, exigiendo para él un trato especial que lo distinga de los demás.

Todavía mientras las fisuras son finas, perdura la proporcionalidad entre cargas y flechas en unos procesos reversibles. Basta admitir como módulo de elasticidad del hormigón la fórmula injustamente relegada al olvido:

$$E_b = 21.000 \sqrt{\sigma'_{b\,r} - \sigma'_b}$$

para que los incrementos de flechas teóricas coincidan con los observados en el correspondiente incremento de cargas.

Recíprocamente, siendo todas las vigas iguales, sus pesos propios apenas difieren en un $\pm$ 3 por 100 unas de otras. Si a una misma edad las flechas no son las mismas es porque el estado interno de tensión es diferente es decir, que han sido distintas las pérdidas debidas al rozamiento de los alambres entre sí y con la vaina durante la maniobra del tensado.

Corrigiendo esta tensión de los gatos hasta igualar las flechas se conseguirá una unificación de los estados tensionales y una regularización en el comportamiento de las vigas bajo la acción de los sucesivos procesos de carga.

En este orden de ideas, resulta más imperativa la limitación sobre las flechas que las prescripciones relativas a una definición del esfuerzo de pretensado, mediante la lectura manométrica de los gatos. La indicación de la tensión en punta de los cables podrá ser una información útil para el constructor, pero no deberá haber inconveniente en elevar la presión de los gatos, llegando incluso al 90 por 100 de la carga de rotura de los alambres, con tal de que las flechas se mantengan dentro de unos límites preestablecidos.

La idea es un tanto revolucionaria. De un modo explícito se propone la omisión en los Pliegos de Condiciones del dato o prescripción relativa a los esfuerzos de pretensado, y su substitución por la definición de la armadura en centímetros cuadrados.

La tensión de los alambres, igual en todos ellos dentro de unas ciertas tolerancias, será la necesaria para que bajo unas precisas condiciones de carga, peso propio, por ejemplo, la flecha en el centro de la viga esté preceptivamente comprendida entre un máximo y un mínimo. La inyección de la lechada de cemento no se efectuará hasta después de haberse procedido a este ajuste necesario para la aceptación.

5. SUPRESION DE RIOSTRAS

Experiencia positiva

No puede negarse que las riostras son unos elementos, cuya ejecución entra siempre a contrapelo en la organización de la obra, tanto por la dificultad de su ejecución como por el retraso que impone al hormigonado del tablero. Este retraso repercute de un modo decisivo en la efectividad del puente de servicio, medio auxiliar sobre cuyo rendimiento gravita la economía de la obra.

Estas circunstancias han motivado el intento de suprimir radicalmente estos elementos transversales cada vez más anquilosados en su función resistente a medida que se le da vueltas a su proceso constructivo. Pero para ello, para poder llegar a la conclusión de que en ocasiones las riostras son innecesarias, será preciso demostrar que las previsiones teóricas se ven plenamente satisfechas en la realidad experimental.

Esta realidad presupone la realización de dos series de ensayos; unos sobre tableros como conjunto de vigas solidarizadas por una losa de arriostramiento y unión, y otras sobre vigas independientes, en todo iguales a las empleadas en la construcción del tablero.

Sólo así, mediante la relación flechas-cargas proporcionada por el segundo ensayo, podremos deducir, a través de las flechas registradas en el tablero, la parte de carga que cada viga acepta. Conocido este reparto hiperestático, la deducción de los momentos transversales en el tablero no encierra mayores dificultades.

La forma especial de las vigas construidas, con su característica sección en "V", no permite la inmediata aplicación de los llamados parámetros de torsión y entrecruzamiento. Para resolver este inconveniente y abordar el problema con la precisión y el rigor necesarios, se han analizado las causas que determinan la indeterminación existente y desarrollado un método que permite deducir el reparto transversal de cargas.

Mientras no se posean los datos referentes a las pruebas de carga sobre tableros de distintas luces y composición, no podrán generalizarse las conclusiones deducidas en un plano teórico. No obstante, el sorprendente ajuste con las flechas registradas en el múltiple ensayo de carga del viaducto de Moncada, supone ya una confirmación de la posibilidad de suprimir las riostras cuando se dispone de una cierta rigidez transversal del tablero y de una apreciable rigidez torsional de las vigas.

La experiencia es interesante y los resultados prometedores, tanto por la simplificación constructiva que de ellos se deduce, como por las conclusiones teóricas que se obtienen al aplicar unos métodos plenamente concordantes con las lecturas registradas en los distintos procesos de carga.

Una vez más con el influjo supremo del razonamiento, el polvo inerte de los ensayos cobra forma y vida bajo el fuego intelectual del conocimiento.

Gracias a todos por vuestra atención.

591 - 2 - 40

proyecto y ejecución de puentes para autopistas

J. V. ALMELA

Sr. Presidente, señoras y señores:

Ya les ha expuesto Alfredo Páez, cuáles son las líneas generales de nuestras últimas realizaciones. El, con mucha más autoridad de como pudiera haberlo hecho yo, les ha hablado de lo que podríamos llamar la filosofía de nuestras estructuras. A mí, me resta exponerles, los detalles de estas obras, con los problemas y las dificultades que hemos tenido que ir resolviendo, en ese continuo y necesario diálogo del proyectista con la obra.

Voy a centrar mi comunicación en los grandes viaductos que últimamente ha construido y proyectado, Caminos y Puertos. Creo que el tema puede tener interés, dada la fuerza con que hoy ha irrumpido en nuestras obras públicas, la técnica del pretensado, como lógica consecuencia del Plan Nacional de Autopistas.

El tema de la prefabricación, está muy en boga actualmente. Tiene sus partidarios a ultranza y también durísimos enemigos. Yo creo que en esto, como en casi todo, no se pueden dar reglas fijas. La conveniencia o no de su uso, surge siempre como consecuencia de un estudio económico.

La obra de artesanía, puede ser en ocasiones ¿por qué, no? la solución más económica. Otras veces, las características del obstáculo a salvar, nos impondrán el proyecto brillante y espectacular. En otros muchos casos la prefabricación será la solución más adecuada.

Hoy es muy corriente que la construcción de un viaducto venga impuesta, no por la necesidad de salvar un obstáculo, sino por condiciones totalmente distintas, como puede ser la conveniencia de dar permeabilidad lateral a una zona urbana cruzada por una autopista o bien la imposibilidad de ejecutar un terraplén con garantías, cuando las características mecánicas del terreno son muy deficientes. En estos casos al abordar el proyecto, nos solemos encontrar, con la posibilidad de modular las luces a nuestro gusto, y si el viaducto es de cierta longitud, con la repetición de un gran número de unidades idénticas. Aquí la prefabricación se impone por sí misma. Lógicamente no podemos abordar del mismo modo la construcción de un elemento que se fabrica una sola vez que la de aquel que se repite quinientas.

La obra se convierte en un proceso industrial, con las mismas o parecidas exigencias de ritmo, especialización y control que requiere la industria.

Recientemente se nos ha planteado este problema, al tener que construir dos viaductos que sobrepasan el kilómetro de longitud, uno en Barcelona y otro en San Sebastián. Para el viaducto de Moncada, se fabricaron 450 vigas; en San Sebastián, tenemos que construir 410. Naturalmente hemos recurrido a una prefabricación en serie.

En la figura 1, se aprecia el esquema del taller empleado. La nave principal, está dividida en dos zonas, una de fabricación y la otra de preparación; en la primera están situados los dos encofrados, y en ella se realiza el hormigonado y el curado de las vigas; en la segunda están dispuestos cuatro moldes, que sirven para la preparación de la ferralla.

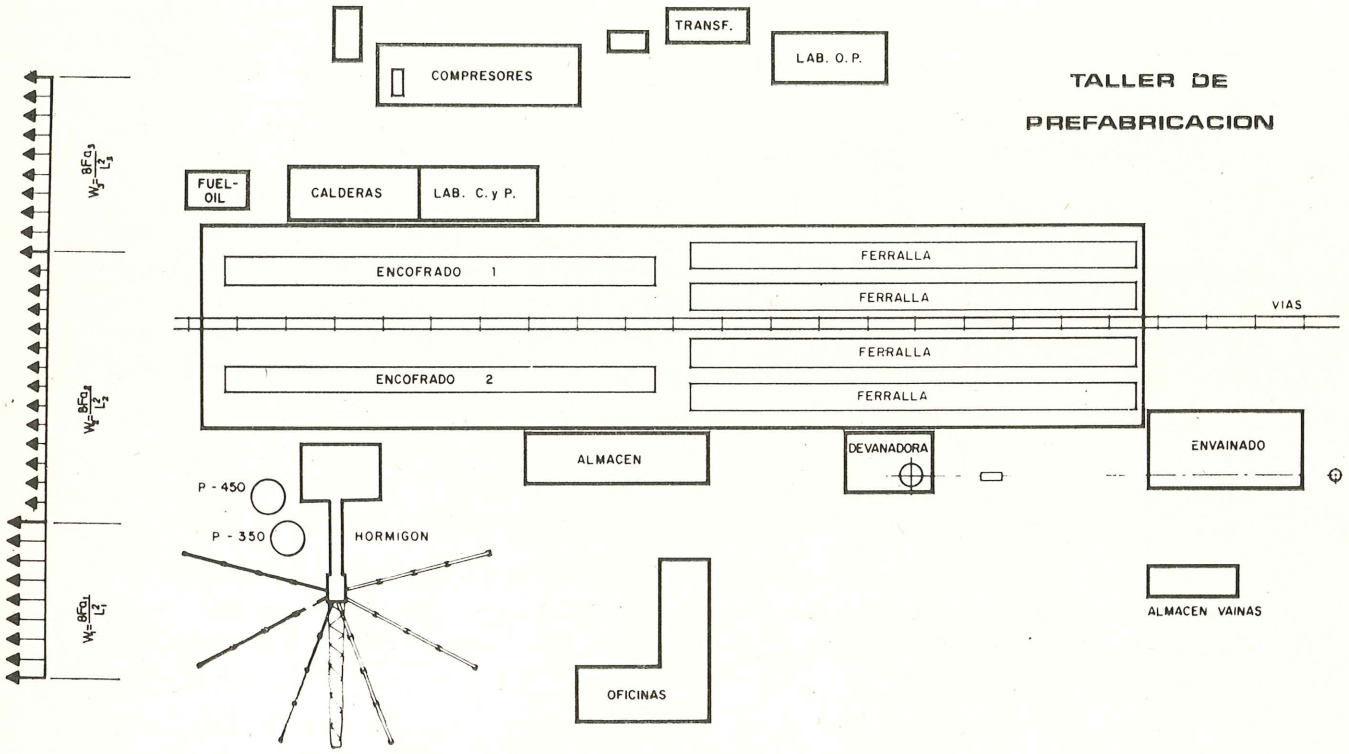


Figura 1.

Bordeando esta nave, se dispusieron el resto de los servicios, como son, el calderín para el curado, la instalación de compresores para el vibrado, los laboratorios, el área de preparación de los cables, la planta de hormigonado, los almacenes, oficinas, etc.

La planta de hormigonado es completamente automática, y está situada al costado de la nave principal, de tal forma que pueda realizar la descarga del hormigón, directamente sobre los cubilotes situados en el interior de ésta. Dichos cubilotes, son recogidos por el puente-grúa, que corre a lo largo del taller, para proceder al hormigonado.

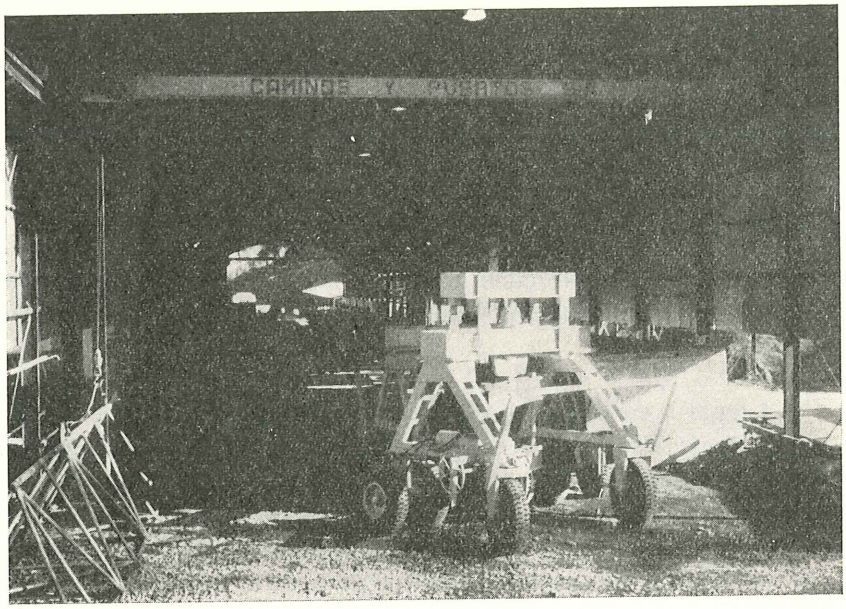


Figura 2.

La nave (fig. 2), está totalmente cubierta, fundamentalmente debido a los inconvenientes que ofrece un clima como el de San Sebastián.

La necesidad de disponer rápidamente de los encofrados, nos ha llevado al curado de las vigas con vapor, gracias al cual, alcanzamos en pocas horas, la resistencia necesaria para poder llevar la viga al parque de almacenamiento, después de un primer tensado.

A las tres horas de finalizado el hormigonado, se introduce la viga en la nave de curado. Dada la imposibilidad de mover la viga con sus encofrados, las tuberías que conducen el vapor corren lateralmente a lo largo de éstos, de tal modo, que basta con colocar sobre la viga una especie de cajón, para que se consiga el aislamiento deseado con el exterior. Las tuberías que conducen el vapor van enterradas y aisladas en casi todo su recorrido, para evitar los inconvenientes que siempre producen las condensaciones.

El proceso de curado, comienza tres horas después de finalizado el hormigonado de la pieza y dura nueve horas. La pendiente de subida es de unos 16° C por hora, luego mantenemos la temperatura constante a unos 70° C, y a continuación bajamos la temperatura a una velocidad de unos 10° C por hora.

Al estudiar un proceso de curado al vapor, cuatro son los aspectos fundamentales que conviene no olvidar:

1. La posibilidad de cambio del sistema de cristalización del cemento, por un calentamiento prematuro. Una temperatura por encima de 35° C antes de las tres horas, puede llegar a producir hasta un 40 por 100 de disminución, en las resistencias del hormigón.

2. Prevenir los choques térmicos. Para ello, hay que cuidar que los gradientes de subida y de bajada de las temperaturas no superen los 20° C por hora.

3. Es muy importante mantener la humedad de la cámara. Al cesar la introducción de vapor, se puede producir una rápida disminución de la humedad ambiente, con lo cual al ser muy elevada la temperatura, existe el peligro de que se produzca una desecación del hormigón, con los consiguientes riesgos, de retracción y fraguado incompleto.

Es aconsejable formar balsas de agua en la parte superior de la viga, o bien estar regando continuamente con pulverizadores de agua caliente.

4. Un deficiente ciclo de temperatura puede producir una importante caída de resistencia a los veintiocho días. Si el ciclo es correcto, esta pérdida no debe superar el 5 por 100.

Llegar a conseguir el ciclo de temperaturas ideal, obliga a la realización de numerosos ensayos. Para ello se puede emplear un tanque de agua caliente con posibilidad de variar la temperatura. Al realizar el curado con agua caliente eliminamos la posibilidad de la desecación. El resultado de esta experimentación nos dará la hora de comienzo del curado y la temperatura máxima más económica, que debemos alcanzar. Parece ser, que estos resultados, dependen fundamentalmente del tipo de cemento empleado.

El ciclo idóneo, es aquel que aprovecha el calor desprendido por el hormigón, en su fraguado. Esto es, si aplicamos calor al hormigón en el momento en que éste ya lo está desprendiendo por sí mismo, aceleramos el fraguado, con lo cual el calor despedido sería todavía mayor, y así se produce lo que llamaríamos en términos nucleares una reacción en cadena. Reacción que debemos tener controlada, para poder detener el proceso en el instante que nos interese, si no queremos correr el riesgo de que se nos disparen las temperaturas. Es aconsejable para llegar a obtener el ciclo de curado más económico, llevar un control de las temperaturas en el interior de la masa de hormigón. Se pueden utilizar para este fin pares termoeléctricos, que son muy sencillos de colocar, y dan muchas más garantías que los termómetros. Generalmente, las curvas de temperaturas del hormigón y de la cámara están desfasadas, debido a la inercia térmica del hormigón. Sobre todo esto se ha escrito mucho, pero creo que en cada caso particular no hay más remedio que recurrir a los propios ensayos de laboratorio.

En definitiva, lo importante es que tengamos la seguridad de que con un ciclo de temperaturas determinado, conseguimos las resistencias requeridas en el hormigón. Puede ser importante, asegurarse de la resistencia en las cabezas de la viga, ya que debido a su gran masa, su comportamiento puede ser muy distinto al de las probetas, que usamos como control.

Nosotros, gracias al curado, hemos ganado de tres a cuatro días por viga.

De todos modos, en cada caso particular, la conveniencia o no del curado debe venir determinada por un estudio de costos. Yo creo que con esto del curado, existe el peligro de querer seguir una moda a ultranza, y es sabido que hay modas que no a todas les sientan bien.

Por lo que se refiere al hormigón, no ha sido fácil llegar a la dosificación adecuada. No les voy a decir que es difícil conseguir 400 kg/cm^2 de resistencia característica, usando P-450, lo que ya no es tan fácil, es que este hormigón se introduzca por un alma de 13 cm sin peligro de coqueras. Por un lado teníamos el límite de la cantidad máxima de cemento permitido por las normas, y por otro no podíamos bajar la relación agua-cemento sin riesgos para la viga. Cualquier variación de esta relación, se acusa en gran for-

ma en el hormigonado. Se hacían continuas medidas de la humedad de los áridos, pero es muy difícil saber con precisión y rapidez, el valor de esta variable. Lo ideal sería colocar un medidor de humedad en boca de tolva, que corrigiese automáticamente la cantidad de agua que se introduce en la batidora.

La vibración que se necesita para asegurar la calidad del hormigonado, es muy intensa. Aparte de los vibradores de aguja que usan los operarios, en la parte inferior del encofrado, hay dispuestos 16 vibradores de superficie, con una intensidad de 14.000 revoluciones por minuto.

Con todo esto, hemos llegado a conseguir un tiempo de hormigonado de hora y cuarto, para la viga de 35 m.

Un fenómeno interesante que nos ha surgido y que estamos intentando resolver, es la variación del color de las vigas conforme avanza el hormigonado. La parte por la cual se empieza a hormigonar queda de un color algo más oscuro que el extremo contrario, cuyo colorido es casi completamente blanco. Es probable que esta variación sea debida a las vibraciones secundarias, que al actuar sobre una parte de la viga que ya ha sufrido los fenómenos propios de la consolidación, produce un desplazamiento de la lechada a lo largo del encofrado, ocasionando el cambio de colorido. Esta diferencia de tonalidad se acusa más cuanto mayor es el tiempo de hormigonado.

El ritmo de fabricación es de dos vigas diarias; dado que disponemos de dos encofrados, el ciclo completo para cada una es de veinticuatro horas.

En estas veinticuatro horas está incluido, naturalmente, el hormigonado, el curado, el tensado en primera fase, el traslado de la viga al parque de almacenamiento y la limpieza y preparación de los encofrados.

El tensado se realiza en dos fases: la primera a las doce horas de hormigonada la viga, inmediatamente después del curado, y la segunda, a los tres días, cuando el hormigón alcanza una resistencia de 300 Kg/cm^2. El tensado se realiza por los dos extremos, y se lleva un riguroso control de flechas y alargamientos.

Las flechas teóricas después del tensado deben ser de 30 mm en la primera fase y de 30 ó 35 mm de contraflecha en la segunda.

Las medidas obtenidas en la práctica coinciden bastante bien con las previstas en el cálculo, siempre que se tenga la precaución de realizar el tensado a la misma edad de la viga, para evitar diferencias que pueden ser importantes en el módulo de elasticidad. El control de flechas es, como ya les ha dicho Alfredo Páez, el mejor índice de la calidad de la viga. Y quiero subrayar aquí la importancia de establecer una cuantía mínima de acero pasivo como único medio de alcanzar una rápida estabilización de estas flechas.

La inyección correcta debe hacerse por el centro de la viga, de abajo a arriba, y creo que debemos vigilar con atención esta última fase del pretensado. Una deficiente calidad de la lechada puede falsear por completo la finalidad de la inyección. Existe una expresión muy gráfica, "pintura espesa", que a mi parecer define perfectamente cuál debe ser la consistencia de la lechada. Hemos insistido mucho en la necesidad de la inyección continua y en el empleo de separadores adecuados. Hemos prescindido de los separadores discontinuos y utilizamos un alambre espiral que comprime los cables contra la vaina, dejando un amplio espacio para la penetración de la lechada.

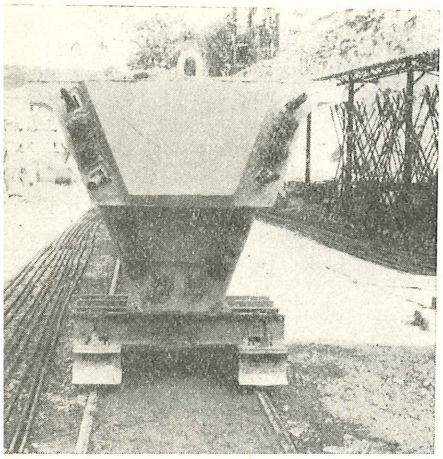


Figura 3.

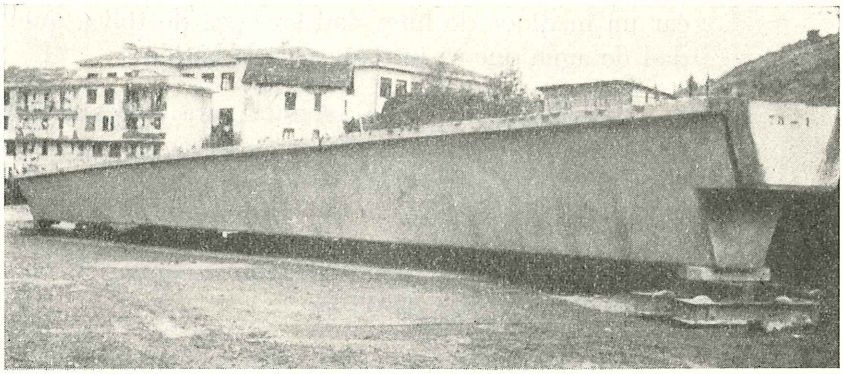


Figura 4.

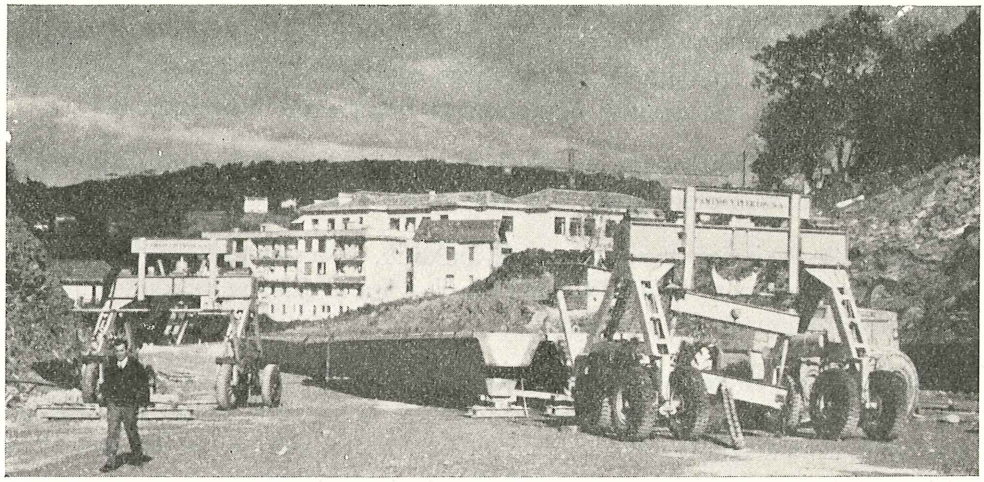


Figura 5.

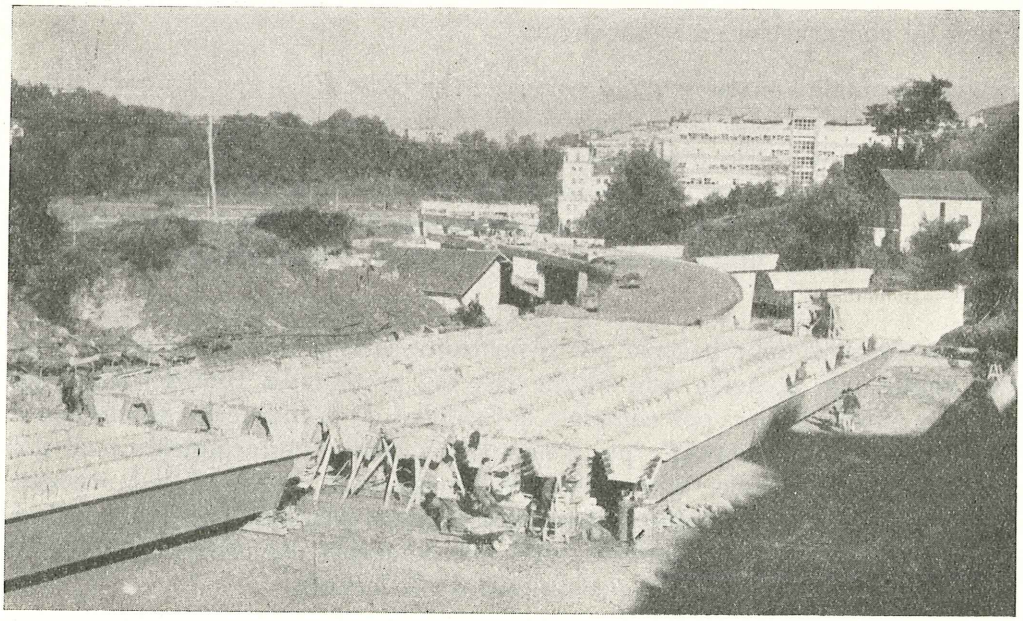


Figura 6.

Una vez concluidas estas operaciones, quedan las vigas listas para el lanzamiento. En las figuras 3 y 4 se puede ver la cabeza de la viga y una vista lateral de ésta, en la cual se aprecia la contraflecha debida al tensado.

En la figura 5 se pueden ver los carretones usados para el transporte de las vigas hasta el "stock", y en la 6, una vista general de éste con las vías que se usan para el ripado y distribución de las vigas.

Las vigas constituyen un tablero formado por seis de ellas, puestas a tope y colocada sobre unos capiteles, de cuyas características ya les ha hablado Alfredo Páez.

Se han utilizado dos tipos de fustes distintos, en Barcelona y en San Sebastián. El de Moncada es de sección "cuasi constante", sin embargo, el de Loyola (fig. 7) tiene sección decreciente de arriba abajo.

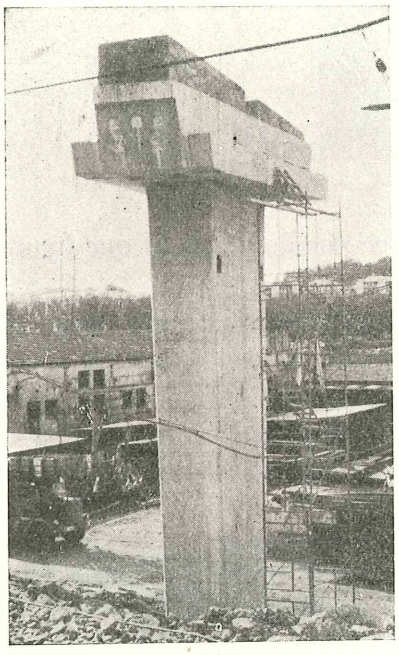


Figura 7.

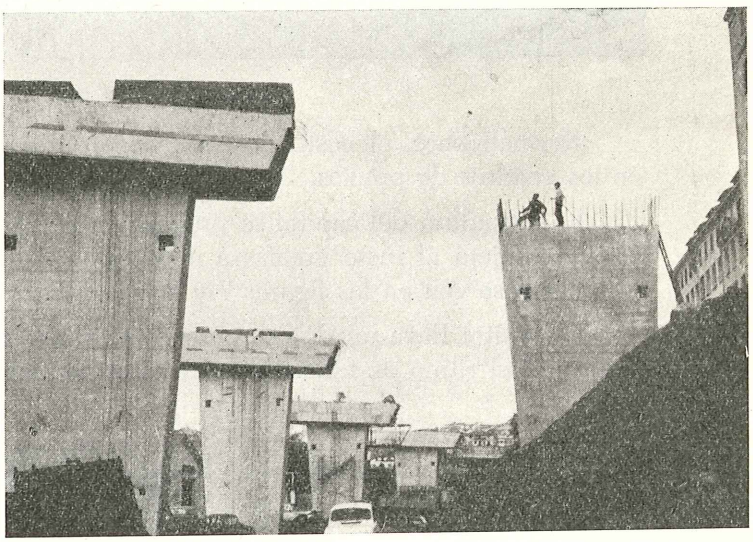


Figura 8.

En la figura 8 se aprecia una vista general del viaducto de Loyola durante su construcción. Los capiteles quedan embebidos en el tablero. Naturalmente, en este tipo de puente los problemas geométricos resultan mucho más complicados que en aquellos que se ejecutan "in situ". La uniformidad de las vigas la tenemos que pagar con la variabilidad de todos los capiteles. La junta entre vigas y capitel es de 2 cm, lo cual, con luces de 35 m, exige un cuidado especial en la topografía.

La variación de la curvatura y los distintos acuerdos y pendiente a lo largo del perfil longitudinal, exige variaciones en las anchuras e inclinaciones de los parámetros de

los capiteles. Todo ello nos ha obligado a emplear unos encofrados muy complicados (figura 9) que nos permiten jugar con estas variables, sin desmerecer con la calidad que se alcanza en el resto de la obra.

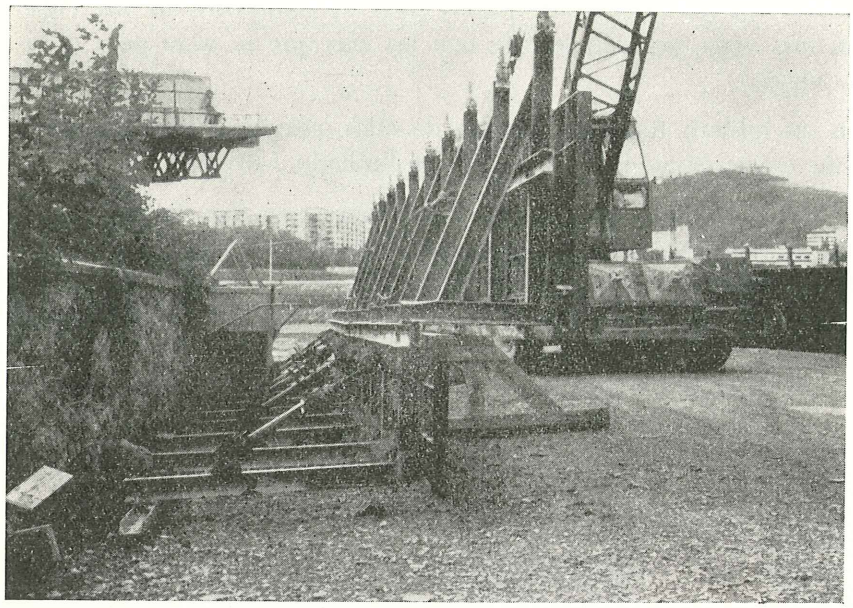


Figura 9.

Normalmente, el costo de estos encofrados no se parece por desgracia al que figura en los cuadros de precios.

La armadura del capitel se prepara en el suelo sobre una plataforma, que luego se iza y se sujeta al fuste gracias a unos cajetines que previamente se han dejado en aquéllos, como se ven en las figuras 7 y 8.

El capitel lleva un doble pretensado transversal y longitudinal como se aprecia en la figura 10; el ritmo de fabricación de estos capiteles ha sido de tres por semana.

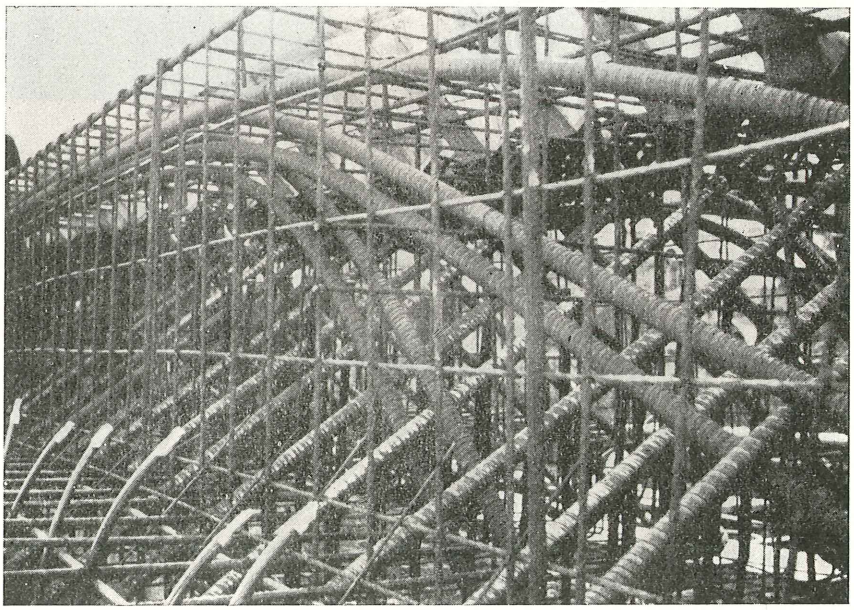


Figura 10.

En la figura 11 se puede ver un capitel ya hormigonado. El tensado se realiza a los cuatro días.

Las vigas se colocan mediante un carro de lanzamiento (figs. 12 y 13), de 90 metros de longitud que abarca dos tramos, y por tanto, permite lanzar las vigas de un tramo antes de estar hormigonado el tablero anterior. Hemos llegado a una velocidad de avance

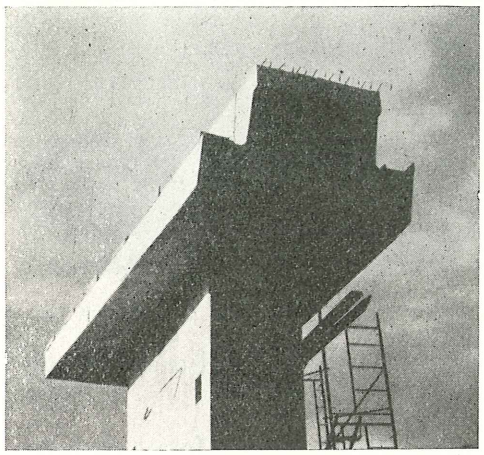


Figura 11.

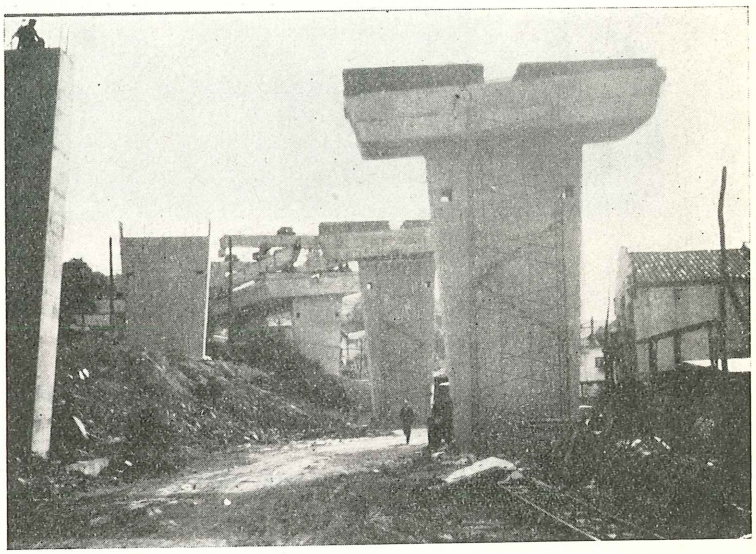


Figura 12.

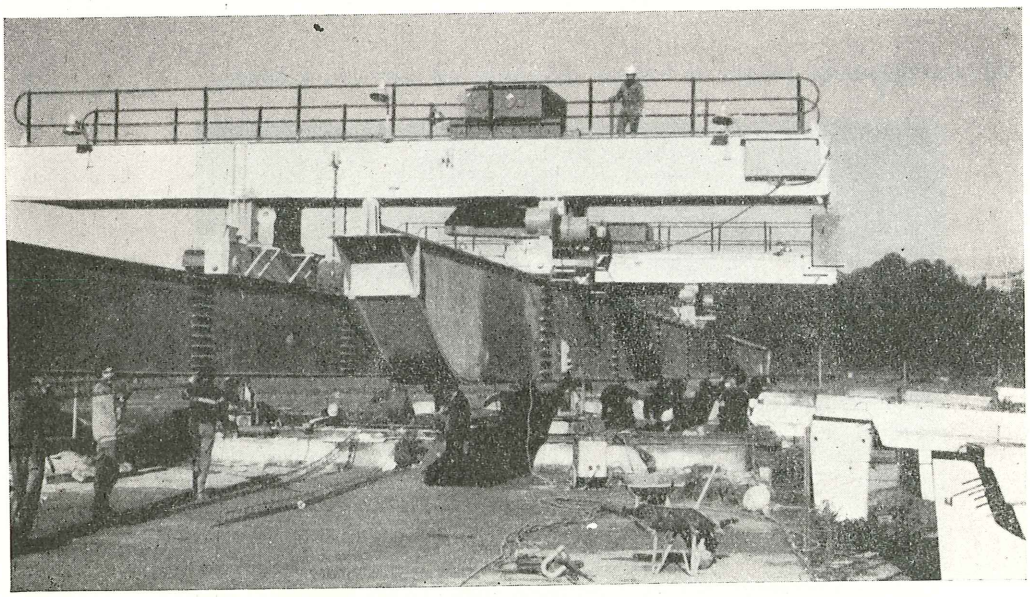


Figura 13.

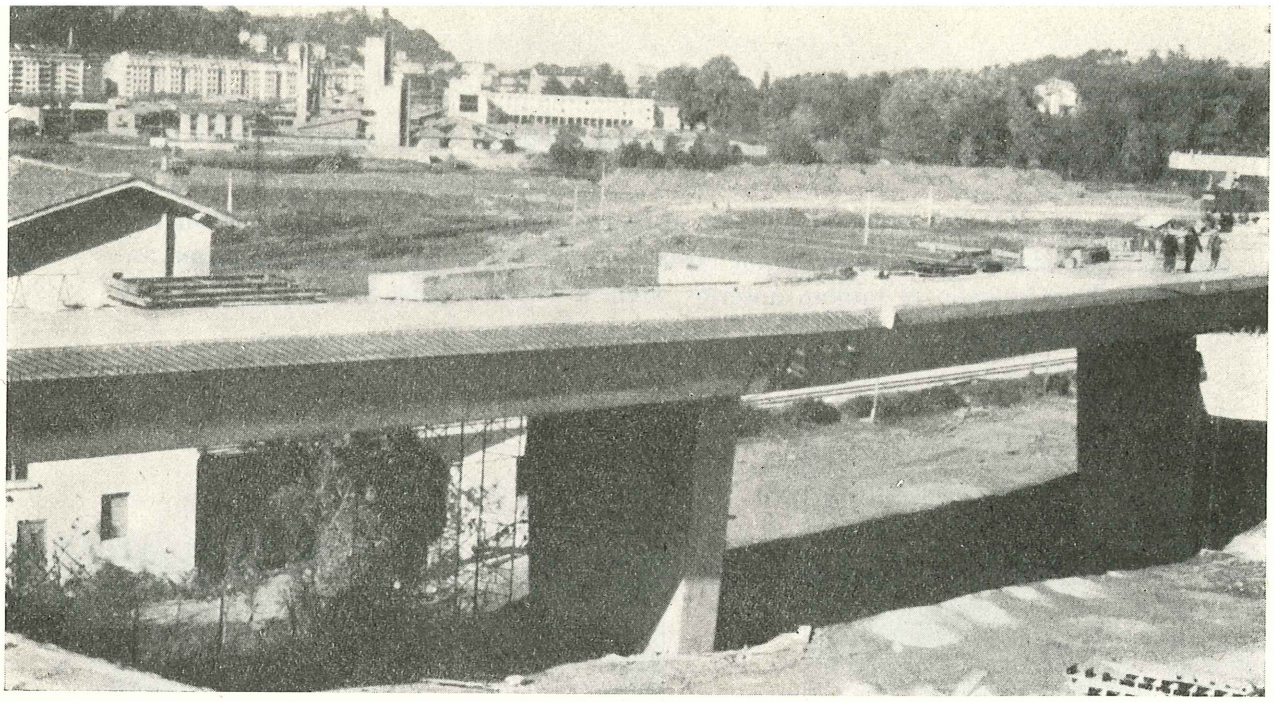


Figura 14.

de 12 m diarios. En la figura 14 se ven algunos tramos ya colocados con el carro de lanzamiento por delante.

En la figura 15 se puede observar una vista inferior del puente con la forma característica que le dan las vigas "V".

El gran peligro que acecha a la prefabricación es la monotonía y el desinterés por los factores estéticos. Es importante buscar una solución económica y adecuada al proceso constructivo. Sin embargo, es necesario algo más, no podemos olvidar que gran parte de nuestros viaductos van a estar situados en zonas urbanas.

Esta preocupación estética es la que nos ha llevado a utilizar las vigas "V", de las cuales no me atrevería a decir que son mejores ni peores que otras, solamente que son las que hemos creído más adecuadas a nuestras necesidades constructivas, estéticas y funcionales.

A otros les corresponde juzgar si hemos acertado en nuestro intento.

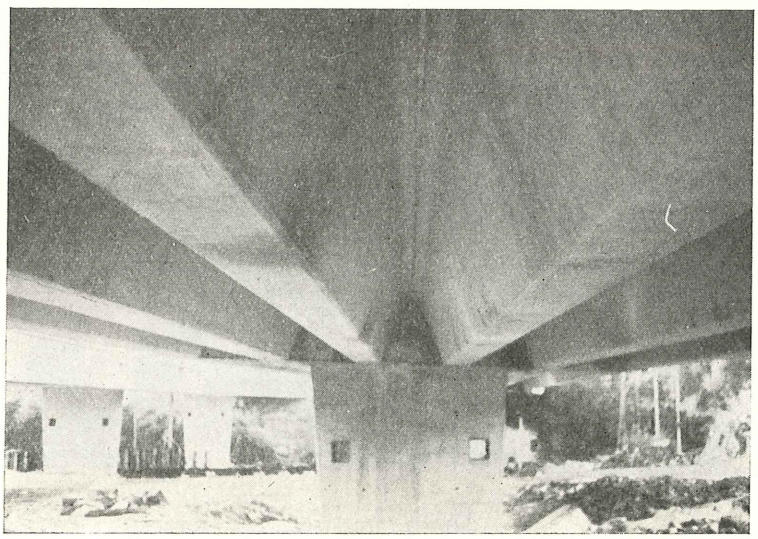


Figura 15.

591 - 0 - 17

diversas realizaciones con el sistema C.C.L.

F. ELIA

Hemos creído interesante incluir en el programa de esta asamblea una somera descripción de algunas obras realizadas últimamente con el sistema C.C.L., y que son exponente, a nuestro juicio, de los adelantos conseguidos en el campo del hormigón pretensado.

Las dos primeras nos muestran el uso cada vez más importante de unidades de pretensado de grandes tonelajes. Con anclajes C.C.L. se han anclado cables de 750 Tm en los últimos reactores nucleares construidos en Inglaterra y en España, en el paso inferior de María de Molina, en Madrid, también incluido en este capítulo de realizaciones, se han utilizado anclajes de 210 Tm.

La primera de estas obras es el viaducto de Mataró, en la autopista Mongat-Mataró, proyectado por la firma alemana Dorsch y Gehrman.

El viaducto tiene 285 m de longitud en curva, está formado por nueve tramos con una luz entre pilas de 33,5 m. Es una viga cajón con dos aligeramientos, y en cada uno de los tres tabiques lleva seis cables de 160 Tm, formados por 12 cordones de 0,5″.

Los cables de un tramo enlazan con los del tramo siguiente por medio del empalme C.C.L. de 160 Tm.

El tesado de los cables se llevó a cabo tirando del paquete completo de cordones, ya que al existir curvas y contracurvas en el trazado de los mismos, no es aconsejable el tesado unitario, que nos puede causar aprisionamiento de los cordones aún no tesados por los que están en tensión, produciéndose rozamientos adicionales.

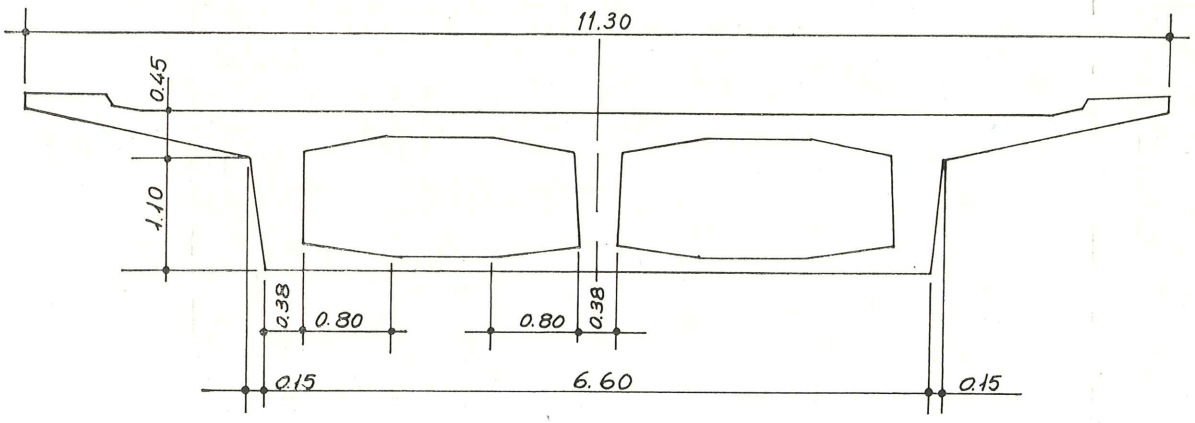


Fig. 1. — Viaducto de Mataró.

El disponer de gatos que efectúen el tesado en ambas modalidades; por una parte, el tipo Stressomatic, que tesa cordón a cordón, y por otra, el tipo Multiforce, que tesa el paquete completo de los doce cordones tirando de todos a la vez, nos permite en este tipo de obras una mayor uniformidad en las tensiones finales de cada cordón, ya que el modo de proceder en estos casos es el siguiente:

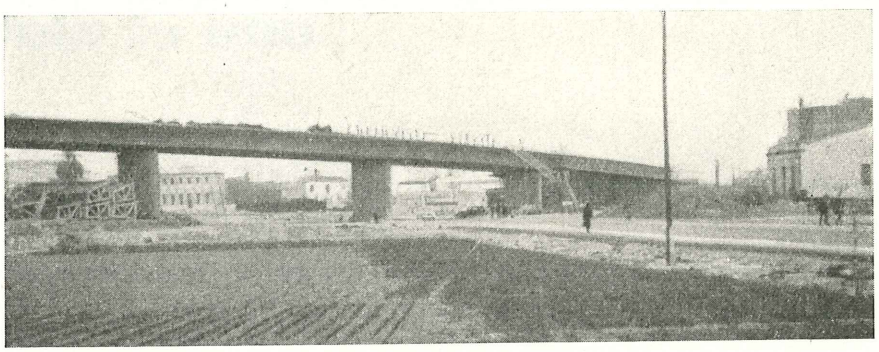


Fig. 2. — Viaducto de Mataró.

En primer lugar, para acomodar los cordones en el interior de la vaina y conseguir que éstos apoyen por todas partes en el conducto, efectuamos un primer tesado con el gato de tesado unitario. Con él logramos que los cordones realicen un pequeño recorrido sin tensión, quedando todos igualados.

A continuación se aplica la fuerza total de pretensado requerida mediante el gato de tesado múltiple y, por último, para evitar posibles diferencias de tensión producidas por los rozamientos entre los cordones, se aplica a cada cordón la fuerza total mediante el gato de tesado unitario, quedándonos con este método de tesado la certidumbre de que la totalidad de los cordones del anclaje queda a la misma tensión.

Con cables de la misma potencia que en los de la obra anterior, se ha construido también en la misma autopista el puente sobre la riera de Alella.

Está formado por dos vigas cajón: una, con cuatro aligeramientos, y otra, con tres. La longitud total es de 80 m, dividida en dos tramos: uno, de 48 m, y otro, de 32 m. La anchura de cada una de las vías es de 19,75 m y 15,75 m.

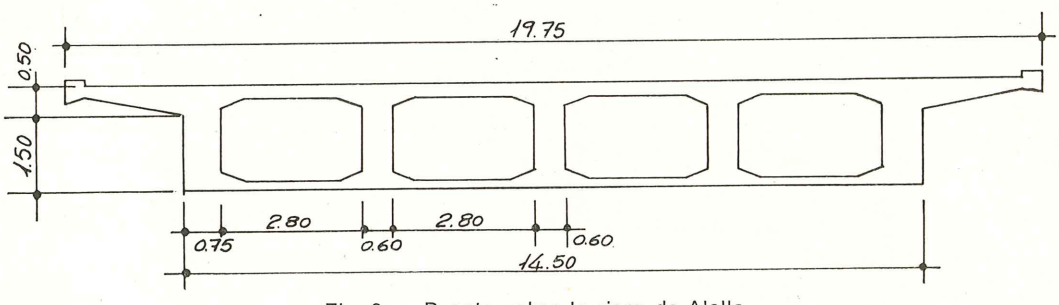


Fig. 3. — Puente sobre la riera de Alella.

Las unidades de anclaje son también de 160 Tm y formadas, al igual que en el anterior, por 12 cordones de 0,5".

En este puente se realizó un esfuerzo considerable en el hormigonado del mismo, ya que se efectuó en un día y en una sola vez en cada una de las vigas, siendo la cantidad de hormigón de 1.500 m^3 en una y 1.300 en otra.

En el campo de la edificación veremos una cubierta colgante pretensada que se está construyendo en la actualidad en el Campo Municipal de Deportes de la Coruña, y que ha sido proyectada por el arquitecto D. Santiago Rey Pereira y el ingeniero D. José Antonio López Jamar.

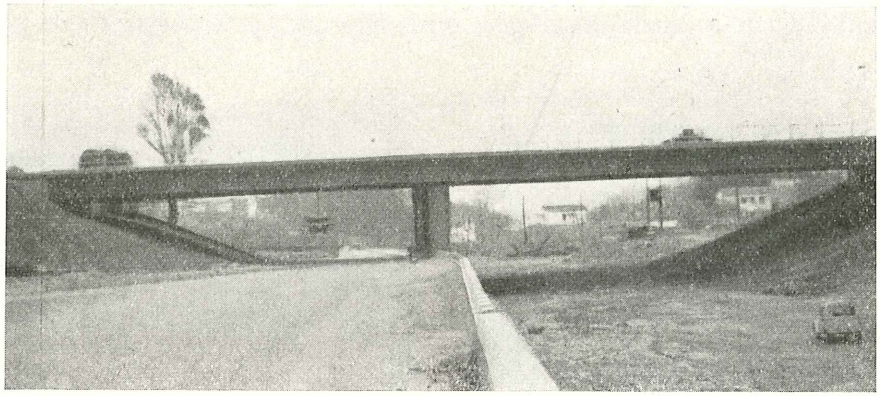
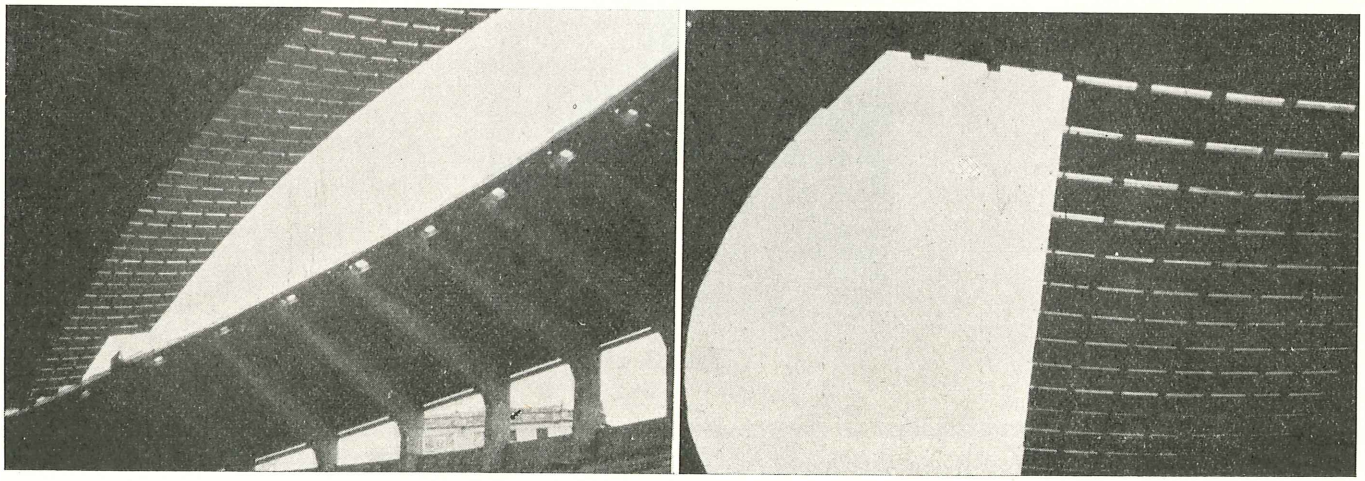


Fig. 4. — Puente Riera Alella.

La planta exterior de la construcción es oblonga, comprendida por dos parábolas con un total de 118 $\times$ 76 m, y la cubierta colgante es de las mismas características, de 73 $\times$ 40 m. Está formada por un sistema de cables tensores longitudinales, de diámetro 0,5″ y 0,6″, con una separación de 1,10 m y un sistema de cables portantes transversales, de diámetro 0,6″ y 0,7″, con separación de 1,33 m. En los primeros, la flecha máxima es 6,50, y en los segundos, 2,50 m.

Los cables son soportados por dos arcos de relinga en dos planos de pendiente 1/4, de hormigón postensado con tres cables de 0,6″.



Figs. 5 y 6. — Campo deportes La Coruña.

Los arcos están sobre contrafuertes finales, y los extremos de las ménsulas, de 18 metros de longitud de 32 pórticos de "stadium", de hormigón armado.

El forjado de cubierta está formado por placas prefabricadas de hormigón celular de 10 cm de espesor, con hormigón de relleno e impermeabilización de material plástico.

Por último, como una curiosidad en este capítulo de realizaciones, veremos un trabajo de reparación de una viga de hormigón pretensado hecho recientemente.

La colisión de un camión con una viga provocó la rotura, nueve alambres de 7 milímetros del pretensado de la misma, formado por seis cables de 12 ∅ 6 y uno de 8 ∅ 7, quedando dañada, como puede observarse en la figura 7, entre el apoyo y la primera riostra.

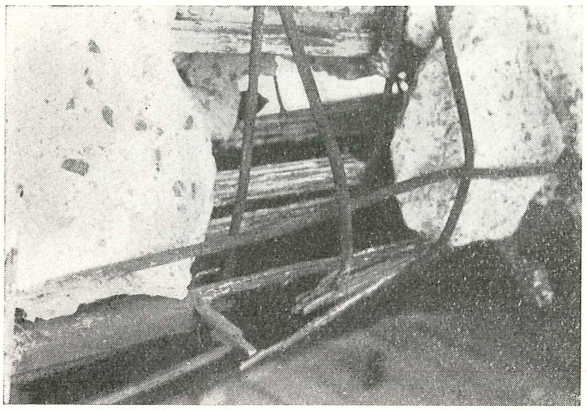


Fig. 7. — Reparación.



Fig. 8. — Reparación.

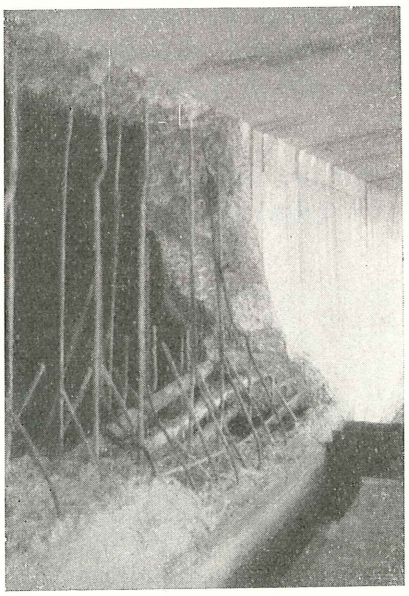


Figura 9.

Los alambres seccionados se desprendieron en su parte más corta de la lechada de inyección y avanzaron en la dirección del anclaje unos 3 cm. La inyección actúo en la otra parte de los alambres, no produciéndose ningún deslizamiento, y la viga quedó en servicio desde la riostra hasta el otro apoyo.

A los pocos días del accidente aparecieron grietas a 45° en la cabeza de la viga, y que continuaban a lo largo de la unión del ala con el alma (fig. 8).

El bloque de hormigón por debajo de las grietas colgaba del tablero adherido a éste por las armaduras, y para sanear la viga, se decidió desprenderlo. Para esto, a falta de una sección completa de hormigón sobre la que actuara el pretensado, se tenía que colocar en la viga algún elemento que ejerciera sobre ella el efecto de una carga y contrarrestar la compresión producida por el pretensado.

En primer lugar, se picó la zona inferior de la viga, dejando una parte de los cables al descubierto. Se hormigonaron en el interior de la viga unos topes salientes formados con perfiles metálicos.

Entre estos topes, a ambos lados de la viga, se colocó un perfil metálico, y entre perfil y tope un gato de 60 Tm.

En primer lugar, se aplicaron con cada gato 20 Tm. Se subió después la tensión a 30 Tm, observándose una flecha de 0,5 mm y un desplazamiento hacia el centro del puente de 1 mm. Por último, se llegó a 40 Tm y la flecha aumentó a 1 mm. Las grietas se cerraron.

En estas condiciones se procedió al hormigonado del pie de la viga, y una vez fraguado el hormigón, se picó el resto de viga dañada.

Por último, se procedió al hormigonado de esta zona, y una vez que el hormigón alcanzó la resistencia requerida, se retiraron los gatos que estaban sometiendo a la viga a una carga (fig. 9).

algunas obras pretensadas

C. SIEGRIST

A continuación se describen algunas obras realizadas en colaboración con Florencio del Pozo, con sus características más importantes.

ALMONTE (figs. 1 y 2).

Puente sobre el río Almonte, en la carretera de Cáceres-Talaván, en desvío ocasionado por la construcción del pantano de Alcántara. Es un puente de 147 m de longitud, con cuatro tramos postesados de 28 m., sustentados por tres tramos de hormigón armado de 11,50 m. Las vigas de 1,70 m de canto y unas 43 Tm de peso (seis por tramo) están pretensadas con siete cables de 12 ∅ 7, y llevan un pretensado transversal a base de cables de 12 ∅ 5. Las pilas son de una altura máxima de 40 m.

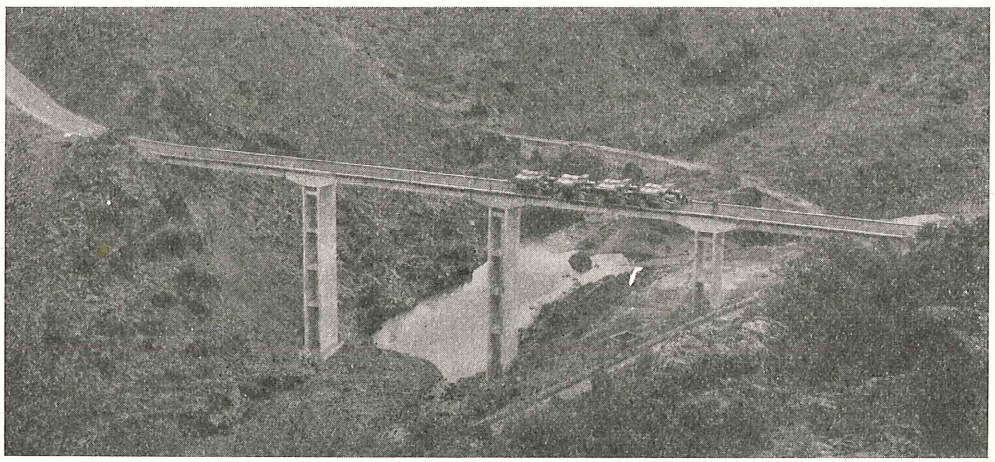


Figura 1.

Figura 2.



CECLAVIN (figs. 3 y 4)

Puente de Ceclavín, sobre el río Alagón, en la carretera de Zarza la Mayor a Ciudad Rodrigo, en desvío ocasionado por la construcción del pantano de Alcántara. Tiene 310 metros de longitud, con seis tramos postesados de 40 m de luz, y cinco tramos de hormigón armado de 14 m, coronando las pilas, una de las cuales tiene 60 m de altura. Hay seis vigas por tramo, con 2,10 m de canto y 76 Tm de peso, en forma de "vientre de pez", y se pretensan con 12 cables de 12 ∅ 7 cada uno. Transversalmente, el tablero que está formado por las cabezas de las vigas a tope, se pretensa con cables formados por 12 ∅ 5.

GUADANCIL (figs. 5 y 6)

Puente sobre el río Guadancil, en el ferrocarril de Madrid a Valencia de Alcántara, sobre el embalse del pantano de Alcántara. Tiene 260 m de longitud, y está compuesto de 11 tramos de 21 m y uno de 27,50 m, para salvar la carretera de Sevilla a Gijón. Cada tramo está compuesto por tres vigas de 1,90 m de canto en los tramos cortos y de 2,20 metros en el largo, obtenidos suplementando aquéllos con 30 cm en el talón inferior. Estas vigas pesan 45 Tm las cortas y 76 Tm las largas, y llevan un forjado de 30 cm hormigonado sobre ellas.

Se pretensan con cables de 12 ∅ 7 (12 en la parte recta, 14 en la curva y 18 en las vigas largas).

Figura 3.

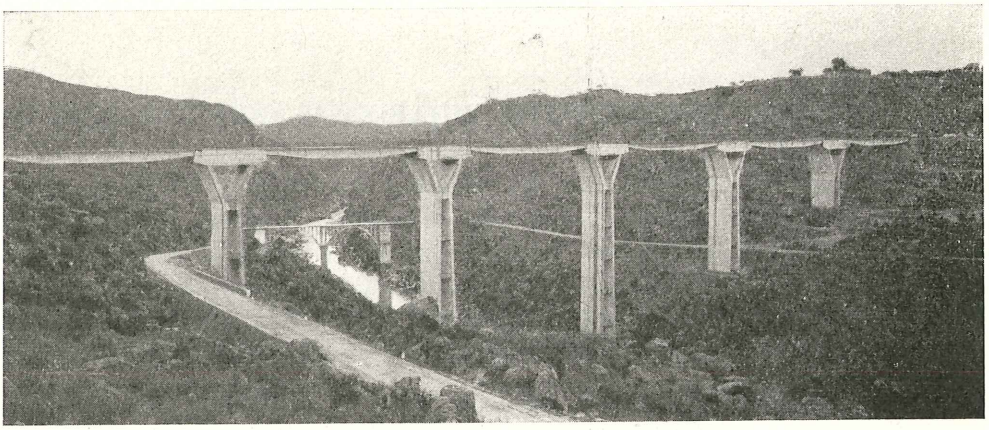
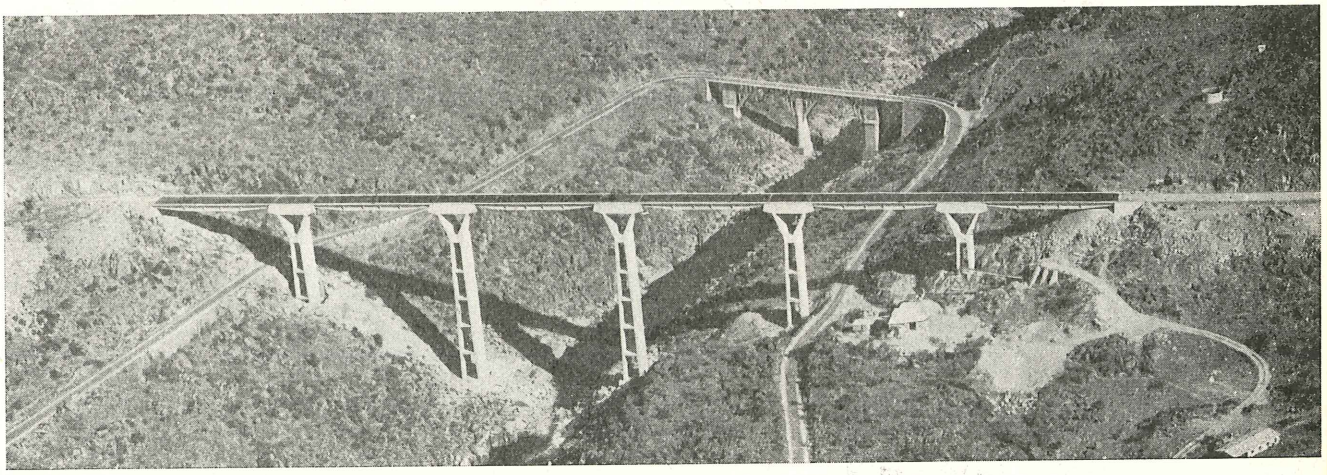


Figura 4.



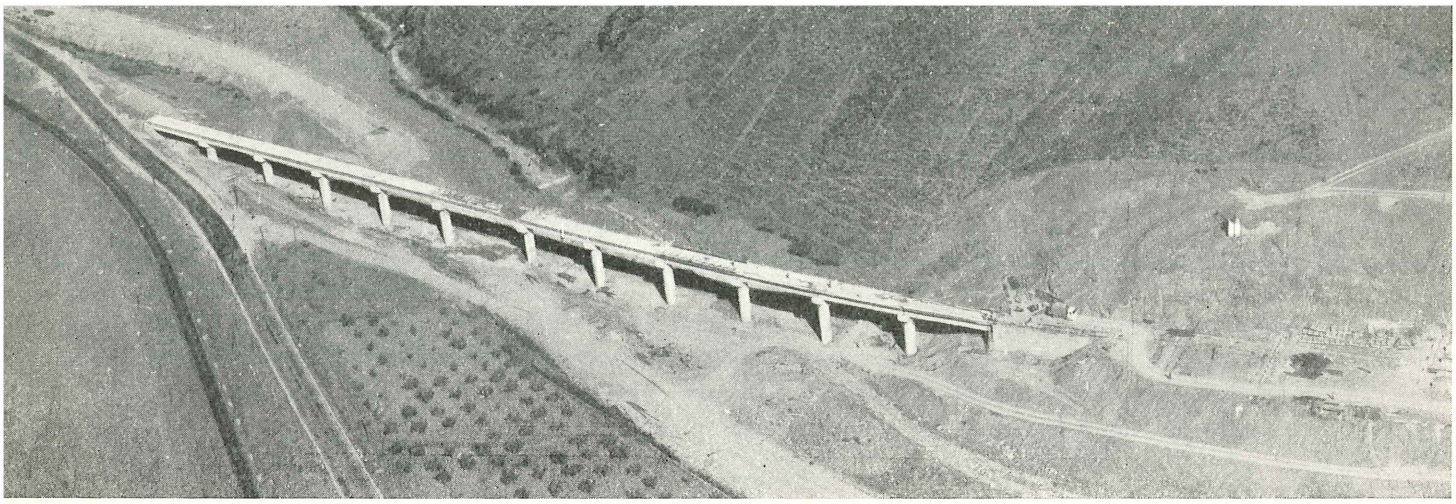


Figura 5.

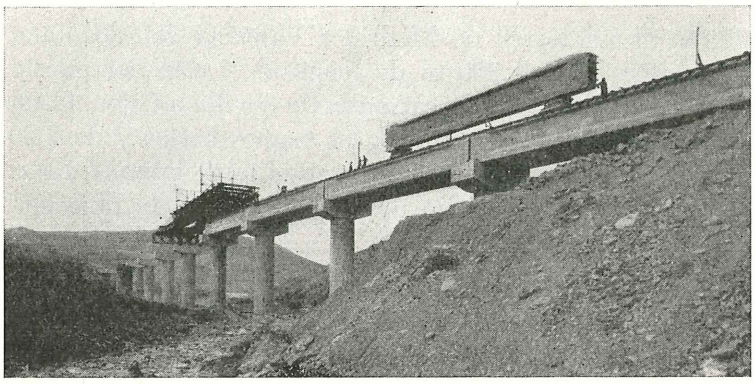


Figura 6.

VIADUCTOS DE SANCTI-SPIRITU, ZUJAR Y TALARRUBIAS (figs. 7 y 8)

Viaductos construidos sobre los embalses del Zújar y Orellana, son los de Sancti-Spiritu, Zújar y Talarrubias, y otra serie de puentes menores, totalizando unos 2 Km de viaductos, todos ellos resueltos a base de vigas pretensadas de 19 m de luz (seis por vano), apoyadas sobre tramos de hormigón armado de 20,40 m. Cada viga pesa unas 28 toneladas y se pretensa con ocho cables de 6 ∅ 7. Tienen un canto de 1,45 m y se pretensan transversalmente con cables de 6 ∅ 5. Fueron construidas por dovelas.

Figura 8.

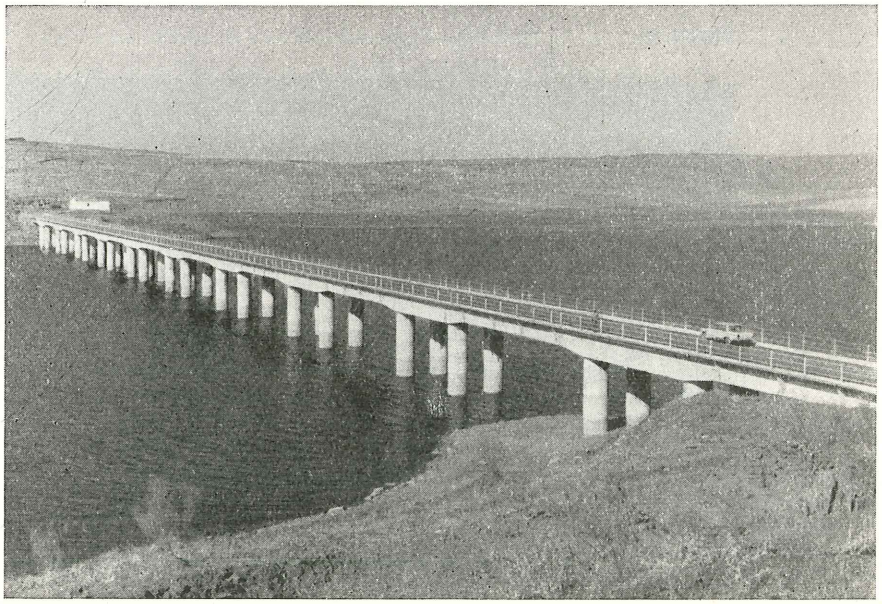
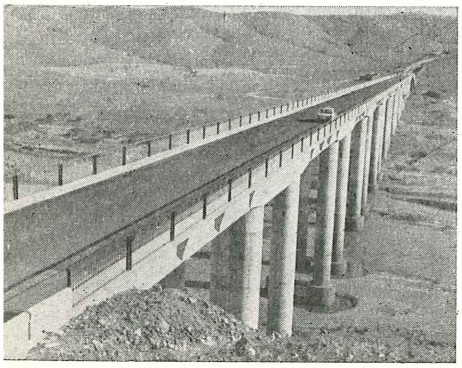


Figura 7.



PUENTES PROYECTADOS PARA SALVAR EL NUEVO CAUCE DEL RIO TURIA EN VALENCIA

Avenida de Castilla

Puente de la avenida de Castilla, con un fuerte esviaje y una longitud de 344 m. El ancho, de 34 m, se ha resuelto con dos tableros independientes entre sí, y solamente unidos por la losa de mediana que apoya sobre los dos. Tiene cinco vanos de 45,80 m sobre el cauce, y dos tramos de acceso sobre las carreteras marginales. Los tramos del cauce se resuelven con cuatro vigas por tablero, de sección T, con los bordes del alma ataluzados, de 2,40 m de canto, sobre los que se hormigona un forjado de 25 cm. Estas vigas pesan unas 180 Tm cada una y se han lanzado transversalmente, como las de estos puentes, aprovechando los taludes de tierra laterales. Se pretensa cada una con 14 cables de 12 torones de 1/2″, en dos fases (10 primero y cuatro después de colocar el forjado). Las traviesas de apoyo son huecas, de 1,10 m de ancho, a haces con el paramento del dintel de las pilas martillo, para producir un efecto de "macla" de las vigas en pila. Estos dinteles son de 18 m de largo, y van pretensados con 20 cables de 12 ∅ 7. Las pilas son de 10 m de altura.

Las losas de los tramos de acceso son continuas, nervadas, con cuatro nervios en cada tablero, de canto uniforme de 1,20 m; tienen luces de 12,70, 30 y 12,70 en la margen derecha y 19,40, 26 y 12,70 en la izquierda. Cada nervio se pretensa con 21 cables de 12 ∅ 7. Sólo llevan traviesas en los apoyos extremos.

Nuevo Acceso Sur, por Silla (figs. 9 y 10)

El puente en el Nuevo Acceso Sur, por Silla, que tiene una longitud de 182 m, y también 34 m de anchura, está dividido en dos tableros independientes, de los cuales,

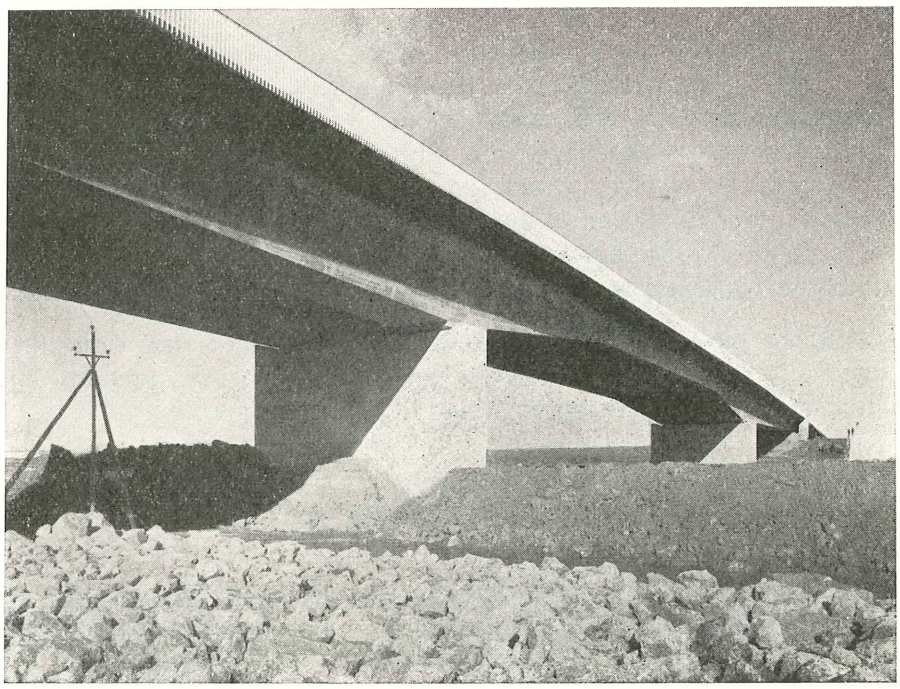


Figura 9.

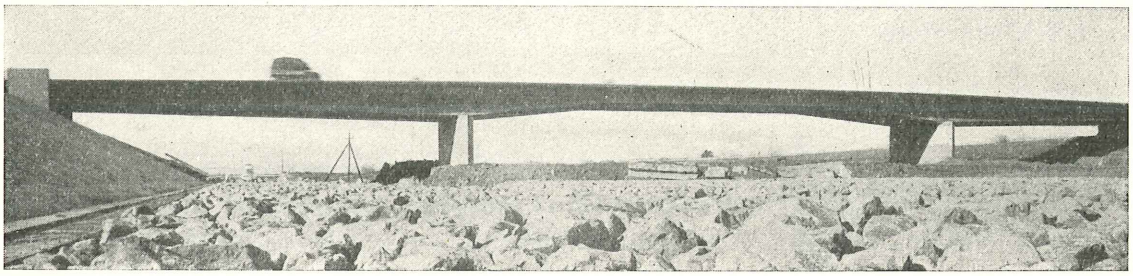


Figura 10.

en esta primera fase, sólo se ha construido uno. Se ha proyectado una solución "cantilever" con un vano central de 78 m y dos laterales de 51 m. El vano central tiene un tramo simplemente apoyado de 38 m y dos voladizos de 20 m sobre los que apoya el tramo central. Este tramo está constituido por cinco vigas prefabricadas en forma de V, de 1,80 metros de canto, sobre las que se hormigona un forjado de 20 cm de espesor. Llevan diafragmas transversales cada 7 m, pretensándose cada una con 26 cables de 12 Ø 7 en las interiores y 30 en las exteriores. Estas vigas se pretensan en dos fases: en la primera, 20 cables, y el resto, en la segunda.

Los tramos laterales y voladizos están constituidos por dos células trapeciales, con canto variable de 3,80 m sobre la pila hasta 2,00 m en el extremo del voladizo y en el apoyo extremo. Los paramentos exteriores de estas células coinciden con los de las vigas exteriores del tramo simplemente apoyados. Llevan traviesas sobre la pila del cauce y en el extremo del voladizo y en el apoyo extremo. Se pretensan con 42 cables de 12 torones de 1/2".

Puentes en la carretera de Nazaret a Oliva

El puente en la carreterta de Nazaret a Oliva, en plena zona de desembocadura del río, tiene 204 m de longitud y 14 m de anchura. Consta de seis vanos de 34 m de luz, isostáticos, formado cada uno por nueve vigas "T", a tope, de 1,90 m de canto, de unas 70 Tm de peso. Cada una se pretensa con 11 cables de 12 Ø 7, y llevan un pretensado transversal en el forjado formado por las propias cabezas de las vigas, y en las traviesas (seis por tramo) con el mismo tipo de cables. Las pilas están constituidas por tres pilotes de 1,50 m de diámetro, que se prolongan saliendo del terreno y soportan un dintel de coronación para apoyo de las vigas.

Estos pilotes se pretensan desde el dintel hasta unos 4 m por debajo de la cota del terreno, dejando anclajes pasivos dentro de ellos, para tenerlos sometidos a compresión en todo momento y evitar la acción del agua de mar.

Puente en el ferrocarril de Liria-Utiel (fig. 11)

El puente en el ferrocarril de Liria-Utiel es un puente para doble vía, de 386 m de longitud, habiéndose solucionado construyendo dos estructuras gemelas, una para cada vía, e independientes. A pesar del fuerte esviaje, los tramos son rectos, ya que se apoyan

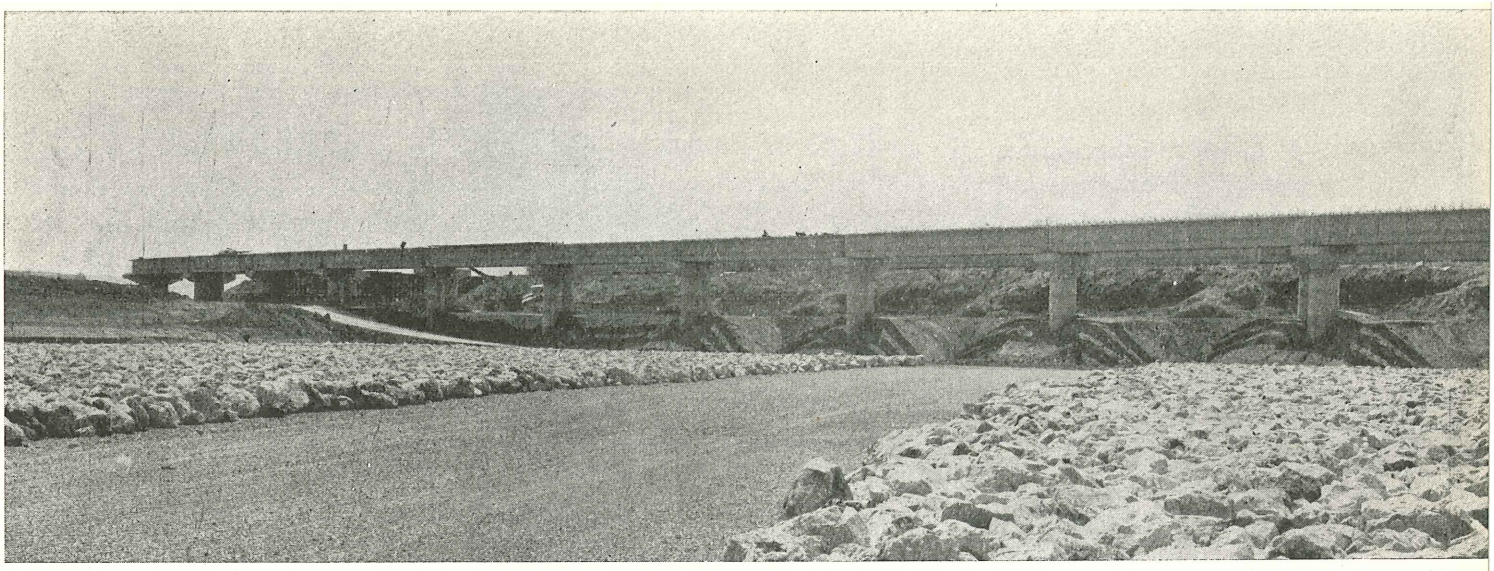


Figura 11.

sobre pilas "martillo", desfasadas las de un semipuente con respecto al otro, y al final, los estribos, son también pilas enterradas por delante de las cuales caen las tierras del terraplén.

Consta de nueve tramos de 27,50 m en el cauce, y en las márgenes, sobre las carreteras laterales, tres de 22,25 m en la margen izquierda, dos de 22,25 y uno de 27,50 metros en la margen derecha, para salvar una acequia.

El canto de todas las vigas es de 2,20 m (van tres por tramo y semipuente), hormigonándose encima un forjado de 30 cm. El peso de las vigas es de unas 76 Tm las largas y 60 Tm las cortas, y se pretensan con 16 cables de 12 ∅ 7 los primeros y 10 cables de 12 ∅ 7 los segundos.

Viaducto en la salida de Madrid de la carretera de Andalucía (figs. 12, 13 y 14)

El viaducto en la salida de Madrid de la carretera de Andalucía se proyectó para suprimir el último paso a nivel que quedaba con el ferrocarril de Madrid a Ciudad Real, y a la vez para salvar los cruces con diversas carreteras y calles de acceso a fábricas. Tiene una longitud total de 450 m y un ancho de 24 m, con dos estructuras independien-

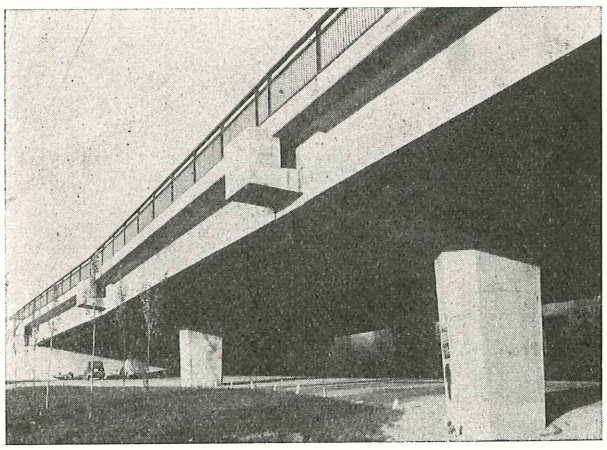


Figura 12.

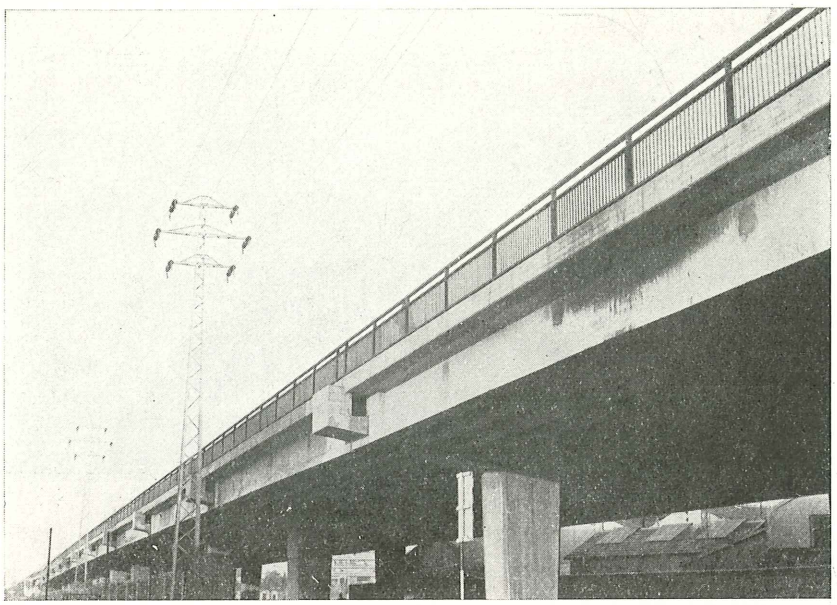
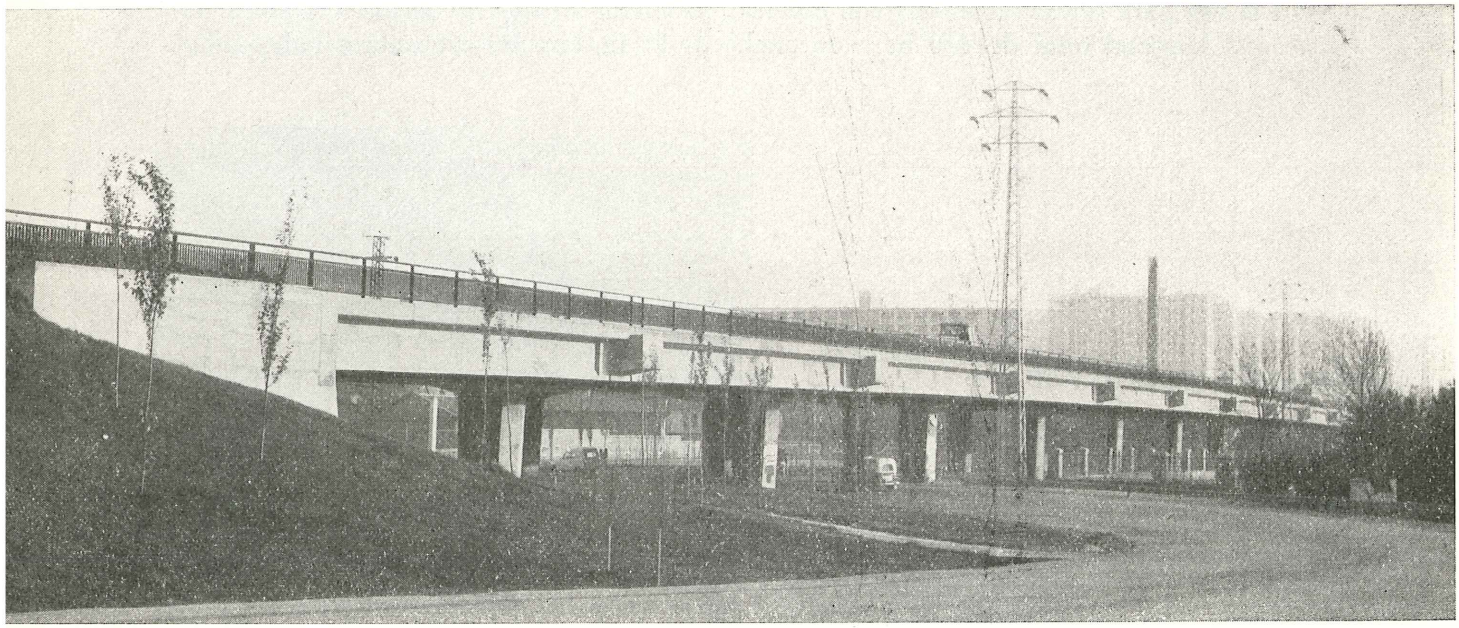


Figura 13.

tes, una para cada vía de circulación. Consta de 16 tramos de 28 m de luz, formado cada uno por ocho vigas pretensadas de 1,6 m de canto, en "T", y colocadas a tope. La cabeza de las vigas forma el tablero, y llevan ya la pendiente del 2 por 100. Cada viga se pretensa con ocho cables de 12 ∅ 7 y pesa 40 Tm. Lleva pretensado transversalmente el tablero y las traviesas. El tramo primero del lado de Madrid, con vías de aceleración, se forma con vigas "I" obtenidas a partir de las "T" originales, colocadas en forma de abanico, entre las cuales se hormigona un forjado de 20 cm.

Las pilas son del tipo martillo, con un dintel de 12,50 m, pretensado con 18 cables de 12 ∅ 7, tesándose en primera fase 10, y después de colocadas las vigas, los restantes. Los cajetines de estos últimos quedan ocultos por el retallo que lleva el dintel en su cara inferior, siguiendo la línea del talón de la viga extrema.

Figura 14.



DEPOSITOS ELEVADOS CON CUBA PRETENSADA

Depósito en el polígono del Prat de Llobregat (fig. 15 y 16)

Con 1.000 m.^{3} de capacidad tiene un fuste cilíndrico de 4,40 m de diámetro interior y 27,65 m de altura. La cuba es troncocónica y arranca a la cota 20, con una base inferior de 5,40 m de diámetro y la superior de 22 m. Esta cuba tiene un espesor variable desde 13 cm en la base a 10 cm en la coronación, y lleva adosados exteriormente nueve nervios que se prolongan en el fuste y sirven para el anclaje de los cables de pretensado horizontales. Estos cables son de 3 $\varnothing$ 7, y abarcan un trozo de circunferencia de 120° en el centro, y van desfasadas de un círculo al siguiente, con lo cual en cada nervio hay anclajes cada tres espacios verticales.

La cuba lleva un anillo de rigidación en el borde superior de 50 $\times$ 30 cm, sobre el que apoya la cubierta tórica, así como en el borde superior del fuste. Esta cubierta es de rasilla armada de 13 cm de espesor.

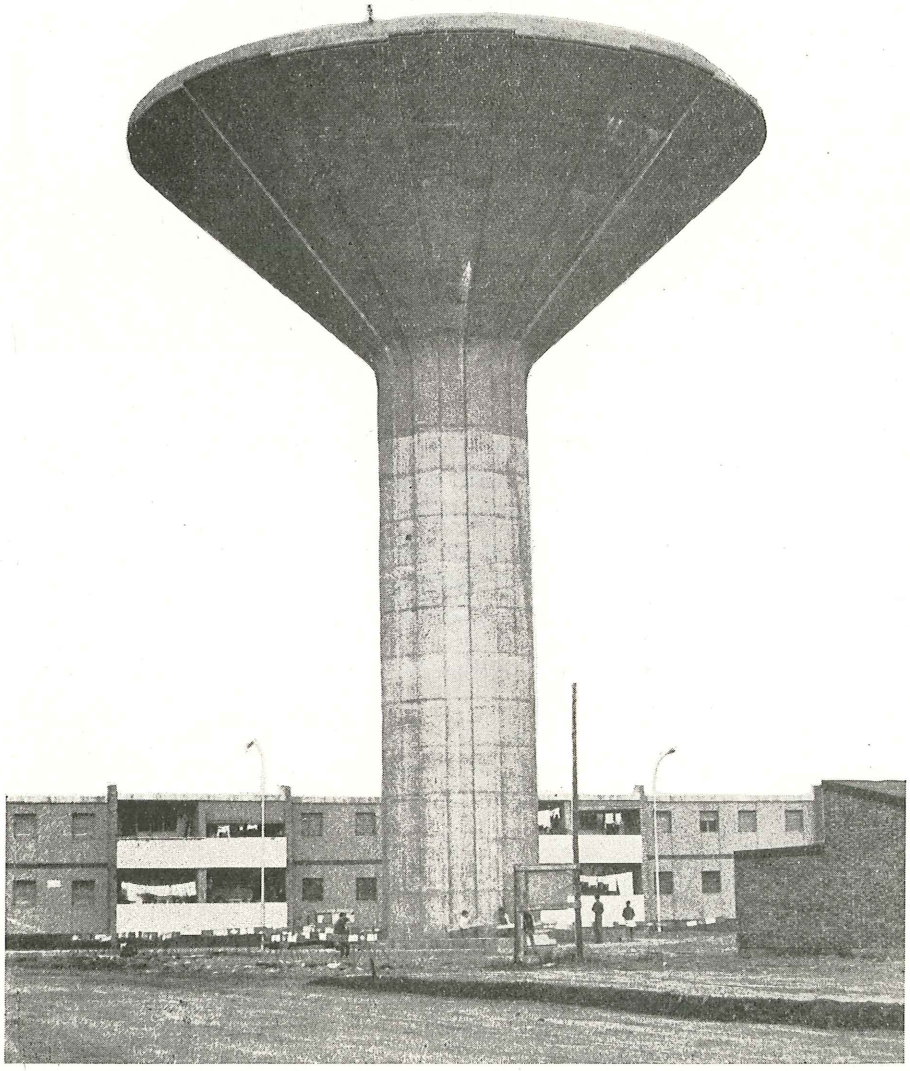


Figura 15.

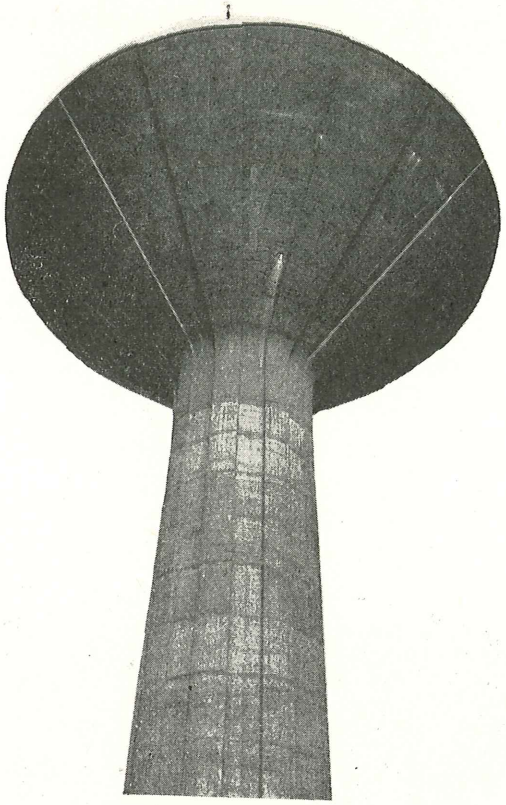


Figura 16.

Depósito en Getafe, Madrid

El depósito tiene 1.900 m.^{3} de capacidad, y es para agua de refrigeración industrial. Tiene un fuste cilíndrico de 8,40 m de diámetro y tiene una altura de 40 m. La cuba está formada por dos troncos de cono con un diámetro superior de 25,90 m e inferior de 10,30 m. El espesor de la pared de la cuba varía de 18 a 25 cm., y lleva nervios interiores para anclaje de los cables de pretensado horizontales. Estos cables son de 3 ∅ 7 y abarcan sectores de 120°, con lo que hay tres en cada plano horizontal.

No tiene cubiertas, y el fondo de la cuba es una cúpula tórica de 16 cm de espesor.

algunos puentes pretensados con el sistema BBRV en las autopistas catalanas

M. RASPALL

Señor Presidente, señores Asambleístas:

Ante todo debo expresar mi agradecimiento a don Juan M. Compte, Director Técnico de Autopistas Concesionaria Española, S. A. y a don Ramón Pons, Ingeniero encargado del Servicio Regional de Construcción de la Jefatura de Obras Públicas de Barcelona por su amable autorización que me permite presentarles las fotografías de las obras sobre las que voy a darles algunas referencias.

En mi comunicación les presentaré 32 obras de fábrica que se convierten en 53 estructuras, entre puentes y pasos superiores, si se consideran las dos calzadas de la Autopista como estructuras independientes.

Por estar circunscrita nuestra actividad a la explotación de una patente de pretensado, los datos que les indicaré de dichas obras se referirán principalmente a dicha parte específica permitiéndome, sin embargo, darles algunas ideas de estructura y características así como de algunos detalles de ejecución que considero interesantes.

En total hemos empleado en estas obras de fábrica que les presento un total de 10.110 cables formados por alambres de ∅ 7 mm y con composiciones variables entre 8 y 34 varillas (correspondientes a esfuerzos en anclaje entre 33 y 150 Tm). Las longitudes han variado desde 3,60 m a 130,80 m, y el peso del acero de alta resistencia empleado en las mismas asciende a 1.560 Tm, lo que representa que, en poco más de año y medio, hemos manipulado y tesado más de 5.000 Km de alambre sólo en las autopistas de Cataluña.

Empezaré por los puentes de la autopista desde Barcelona (Plaza de las Glorias) a Badalona y a continuación seguiré con los de las de peaje Barcelona-La Junquera hasta el último puente ya ejecutado en Massanet (Gerona).

Debo destacar un tipo de viga prefabricada de 90 cm de canto, de la cual hemos ejecutado 1.042 unidades (luces entre 17,80 y 25 m) en diversos tramos y con distintos contratistas, así como las vigas prefabricadas de los puentes de Besós y del Viaducto de Torre Baró.

Pero, vayamos a ver dichas obras.

AUTOPISTA Pz. GLORIAS-BADALONA (A-19)
PUENTES SOBRE EL F.C. EN PLAZA DE LAS GLORIAS

Contratista:

Fomento de Obras y Construcciones, S. A.

Proyectista:

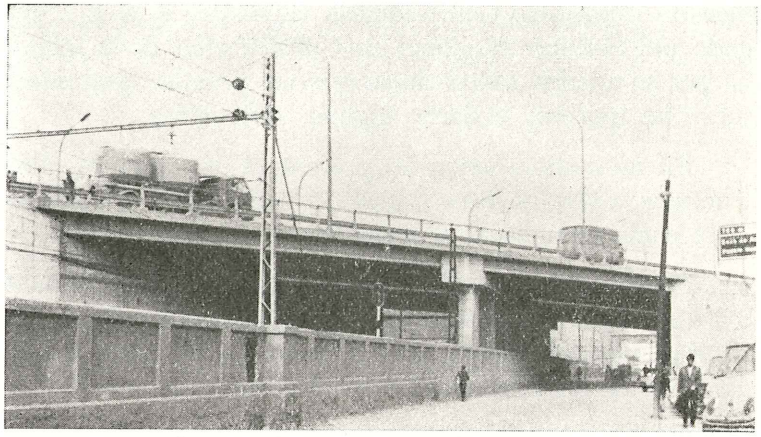
Oficina de Proyectos de Fomento de Obras y Construcciones.

Propietario:

Ministerio de Obras Públicas. Servicio Regional de Construcción de Barcelona.

Estructura:

Vigas doble T prefabricadas a tope, sobre las que se hormigona una losa de 0,18 m de espesor.
Dos calzadas separadas, cada una dos vanos.
16 vigas por tramo.



Características:

Luces: 24,50 + 22,50 m.
Longitud total: 47 m. (cada puente).
Ancho: 14 m.
Inclinación: 31° 30'.
Canto vigas: 0,90 m.
Canto total: 1,08 m.

Número de vigas:

32 de 24,50 + 32 de 22,50 = 64 vigas.

Cables empleados:

Por viga de 22,50: 1 BF-144 (34 ∅ 7) + 1 BF-105 (24 ∅ 7).
Por viga de 24,50: 2 BF-144 (34 ∅ 7).
En total: 96 BF-144 (34 ∅ 7) + 32 BF-105 (24 ∅ 7) = 128 cables.

Peso de acero:

29.890 kg.

F. DEL POZO

AUTOPISTA Pz. GLORIAS-BADALONA (A-19).
PASOS SUPERIORES CALLES BILBAO, BACH DE RODA, SELVA DE MAR, CANTABRIA, PRIM (DOS PASOS) Y ARGENTINA

Contratista:

Entrecanales y Távora, S. A.

Proyectista:

EPTISA.

Propietario:

Ministerio de Obras Públicas. Servicio Regional de Construcción de Barcelona.

Estructura:

Soporte central en T, losas "in situ" a ambos lados y losas extremas con voladizo.

Características:

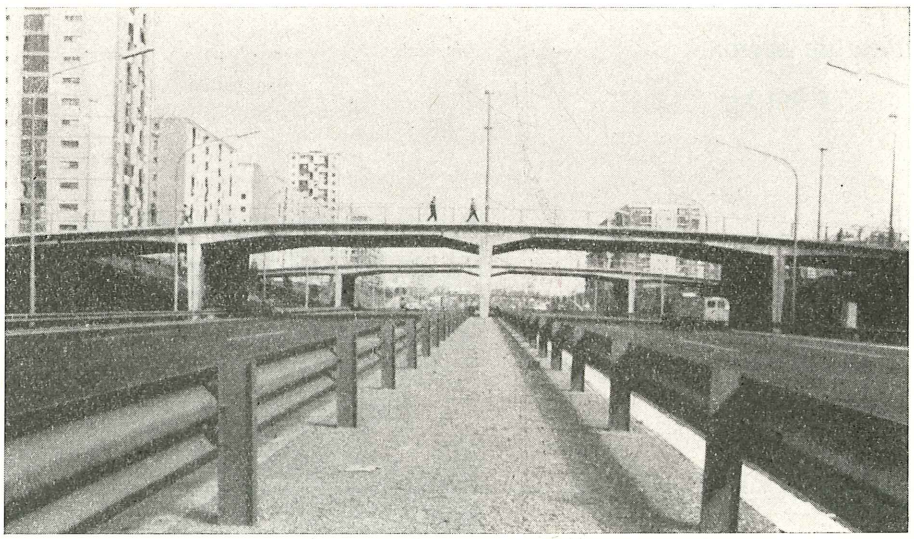
Luces: 12,50 + 17,50 + 17,50 + 12,50 m
Longitud total: 60,50 m.
Ancho: Bilbao, Prim y Argentina: 18,00 m. Bach de Roda, Selva de Mar y Cantabria: 30,00 m.
Canto: Losas "in situ": 0,40 m. Losas extremas: Variable de 0,40 a 0,85 m.

Cables empleados:

3.230 BS-65 (16 ∅ 7).

Peso de acero:

196.658 kg.



AUTOPISTA Pz. GLORIAS-BADALONA (A-19)
PUENTES DEL F.C. ENLACE GRANOLLERS-COSTA EN SAN ADRIAN

Contratista:

Entrecanales y Távora, S. A.

Proyectista:

EPTISA.

Propietario:

Ministerio de Obras Públicas. Servicio Regional de Construcción de Barcelona.

Estructura:

Dos vigas cajón "in situ" apoyadas sobre voladizos estribo.
Dos puentes, uno sobre cada una de las dos calzadas separadas de la Autopista cortándolas con distinto ángulo.

Características:

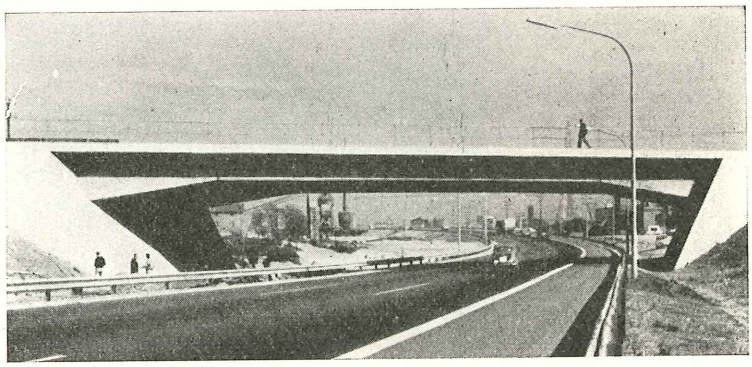
Luz de las vigas: 23,00 m.
Luz total: 35,60 m.
Longitud total (cada puente): 52,10 m.
Ancho: 9,10 m.
Canto de las vigas: 1,50 m.

Cables empleados:

Por voladizo: 60 BF-144 (34 ∅ 7) + 60 BKb-144 (34 ∅ 7).
Por viga cajón: 2 BB-144 (34 ∅ 7) + 16 BF-144 (34 ∅ 7).
En total: 8 BB-144 (34 ∅ 7) + 304 BB-144 (34 ∅ 7) + 240 BKb-144 (34 ∅ 7) = 552 cables.

Peso de acero:

74.860 kg.



AUTOPISTA Pz. GLORIAS BADALONA (A-19)
PUENTES SOBRE EL RIO BESOS EN SAN ADRIAN

Contratista:

Entrecanales y Távora, S. A.

Proyectista:

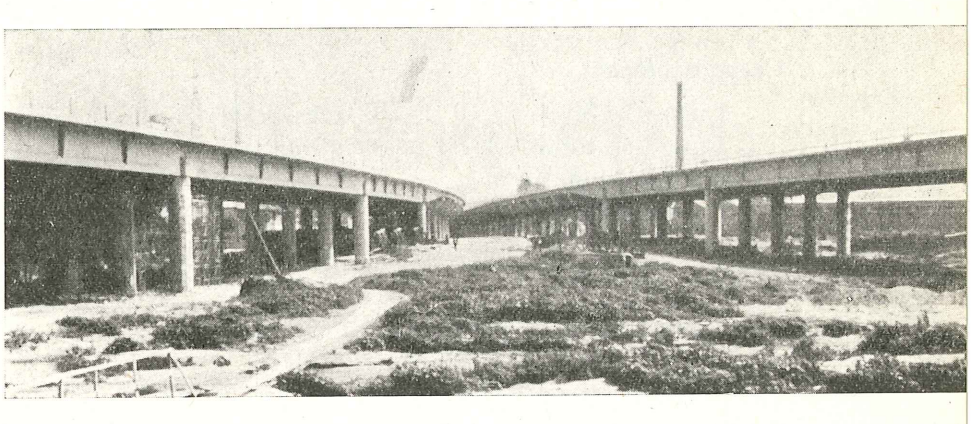
EPTISA.

Propietario:

Ministerio de Obras Públicas. Servicio Regional de Construcción de Barcelona.

Estructura:

Vigas doble T prefabricadas, separadas de 3,70 a 4,00 metros con losa de unión entre ellas "in situ".
2 calzadas separadas.
8 tramos con 5 vigas.
1 tramo con 9 vigas.
1 tramo con 6 vigas.



Características:

Luces (calzada Mataró-Barcelona): 35,40 + 3 × 47,15 + 35,40 m (calzada Barcelona-Mataró): 34,70 + 3 × 47,15 + 35,40 m.
Longitud total: (Mataró-Barcelona): 212,75 m (Barcelona-Mataró): 212,75 m.
Ancho: Tramos normales: 18,50 m. Tramo de 9 vigas: de 30,50 a 22,70 m. Tramo de 6 vigas: 22,70 a 18,50.
Canto: 2,40 m.

Número de vigas:

24 de 35,40 + 31 de 47,15 = 55 vigas.

Cables empleados:

Por viga de 35,40: 8 BB-93 (21 ∅ 7) + 3 BB-80 (18 ∅ 7).
Por viga de 47,15: 16 BB-105 (24 ∅ 7).
En total: 496 BB-105 (24 ∅ 7) + 192 BB-93 (21 ∅ 7) + 72 BB-80 (18 ∅ 7) = 760 cables.

Peso de acero:

197.148 kg.

AUTOPISTA Pz. GLORIAS-BADALONA (A-19)
PUENTE SOBRE LA CN-II EN BADALONA

Contratista:

Entrecanales y Távora, S. A.

Proyectista:

EPTISA.

Propietario:

Ministerio de Obras Públicas. Servicio Regional de Construcción de Barcelona.

Estructura:

Losa hiperestática curvada en planta.

Características:

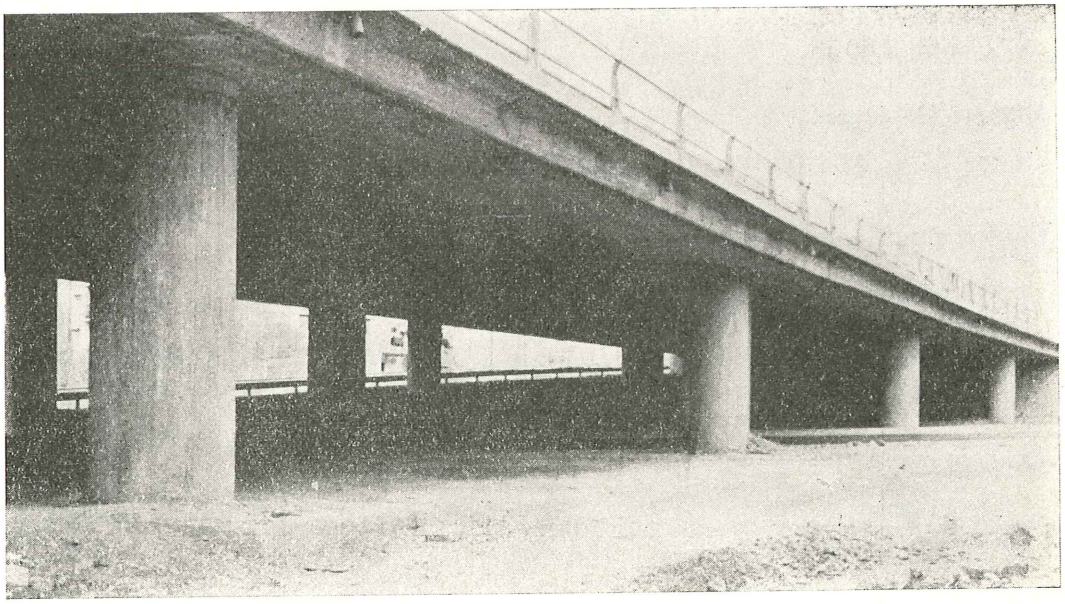
Luces: 24,50 + 27,10 + 29,75 + 30,00 + 15,50.
Longitud total: 126,85 m (en el eje).
Ancho: 31,00 m.
Canto: 0,95 m.

Cables empleados:

Longitudinales: 266 BB-80 (18 ∅ 7).
Transversales: 494 BB-80 (16 ∅ 7).
Adicionales en soportes: 146 AFc-80 (18 ∅ 7).
En total: 906 cables.

Peso de acero:

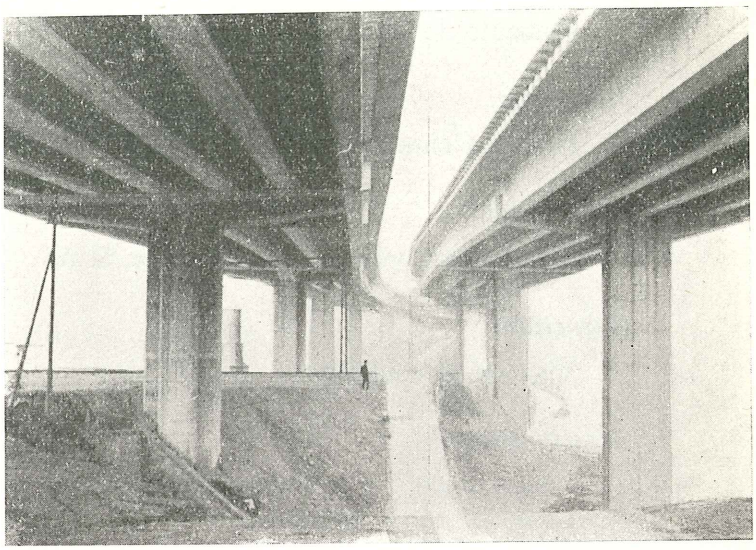
256.584 kg.



AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)
TRAMO BJ-2. VIADUCTO DE TORRE BARO

Contratista: ET.HU.A. (Entrecanales y Távora, Huarte y Agromán).
Proyectista: Carlos Fernández Casado, S. A.
Propietario: Autopistas Concesionaria Española, S. A.
Estructura:

Vigas doble T prefabricadas separadas de 2,975 m con losa de unión entre ellas "in situ".
Las vigas apoyan sobre unos capiteles pretensados transversalmente y en el paso sobre el F.C. sobre unas mesas-voladizo pretensadas en dos direcciones.
Dos calzadas separadas.
18 tramos con 5 vigas.
1 tramo doble con $4 + 4 = 8$ vigas.
1 tramo con 7 vigas.
1 tramo con 4 vigas.



Características: Luces:

Calzada Barcelona-La Junquera: $35{,}00 \times 3 + 45{,}85 + 51{,}60 + 45{,}85 + 35{,}00 \times 4$.
Calzada La Junquera-Barcelona: $35{,}00 \times 3 + 40{,}10 \times 2 + 45{,}85 + 52{,}08 + 44{,}84 + 39{,}69 \times 2$.
Longitud total: Barcelona-La Junquera: 407,35 m. La Junquera-Barcelona: 388,30 m.
Ancho: 15,00 m. Canto vigas: 2,00 m.

Número de vigas: 55 de 35,00 m + 54 de 40,10 m = 109 v igas.

Número de capiteles: 14.

Número de mesas: 4.

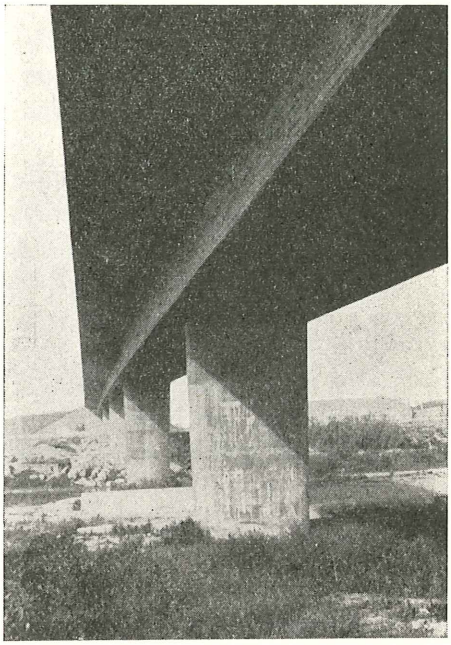
Cables empleados:

Viga central de 35,00 m: 2 BB-144 (34 ∅ 7) + 4 BB-105 (24 ∅ 7).
Viga lateral de 35,00 m: 4 BB-144 (34 ∅ 7) + 2 BB-105 (24 ∅ 7).
Viga central de 40,10 m: 5 BB-144 (34 ∅ 7) + 2 BB-105 (24 ∅ 7).
Viga lateral de 40,10 m: 8 BB-144 (34 ∅ 7).
Por riostra de cabeza: 3 BB-33 (8 ∅ 7).
Capiteles y mesas: Combinaciones de BB-144 y BB-105.
Es preciso señalar que los cables indicados para las vigas son para los tramos normales habiéndose variado en las vigas del tramo doble y de los tramos con 7 y 4 vigas.
En total: 578 BB-144 (34 ∅ 7) + 614 BB-105 (24 ∅ 7) + 129 BB-33 (8 ∅ 7) = 1.321 cables.

Peso de acero: 277.020 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-5 = O.F. 3-4 PASO SUPERIOR DE LA CB-500 DE BADALONA A MOLLET SOBRE EL RIO BESOS Y LA AUTOPISTA



Contratista:

Fomento de Obras y Construcciones, S. A.

Proyectista:

Dorsch Gehrmann.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Viga en pi continua.

Características:

Luces: 36,00 + 3 × 48,00 + 27,00 m.
Longitud total: 207,00 m.
Ancho: 10,50 m.
Canto: 2,00 m.

Forma de ejecución:

Hormigonado y tesado en 3 fases.
1.ª fase: 94,50 m, 2.ª fase: 48,00 m, 3.ª fase 74,50 m.

Cables empleados:

1.ª fase: 18 BB-144 (44 ∅ 6) + 20 BS-144 (44 ∅ 6).
2.ª fase: 13 KbB-144 (44 ∅ 6) + 2 BB-144 (44 ∅ 6) + 3 BS-144 (44 ∅ 6).
3.ª fase: 28 KbB-144 (44 ∅ 6) + 4 BS-144 (44 ∅ 6).
Transversales sobre cada pila: 10 BB-144 (44 ∅ 6).
En total: 60 BB-144 (44 ∅ 6) + 41 BKb-144 (44 ∅ 6) + 27 BS-144 (44 ∅ 6) = 128 cables.
Si consideramos que los acoplamientos Kb son sólo una interrupción del cable, el número de cables longitudinales son: 47 cables.

Peso de acero:

57.958 kg.

F. DEL POZO

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-5 = O.F. 3.12. PUENTES SOBRE LA RIERA MARDAN

Contratista:

Fomento de Obras y Construcciones, S. A.

Proyectista:

Dorsch Gehrmann.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Losas aligeradas.
Dos calzadas separadas.

Características:

Longitud: 21,66 m cada puente.
Ancho: 17,75 m.
Canto: 1,03 m.

Cables empleados:

Por losa: 34 BS-144 (44 ∅ 6) + 14 BS-65 (22 ∅ 7).
En total: 68 BS-144 (44 ∅ 6) + 28 BS-65 (22 ∅ 7) = 96 cables.

Peso de acero:

17.122 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-5 = O.F. 5-1. PUENTES SOBRE EL RIO TENAS

Contratista:

Fomento de obras y Construcciones, S. A.

Proyectista:

Dorsch Gehrmann.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Vigas de doble T prefabricadas a tope, sobre las que se hormigona una losa de 0,18 m de espesor pretensada transversalmente.
Dos calzadas separadas, cada una con 7 tramos de 18 vigas.

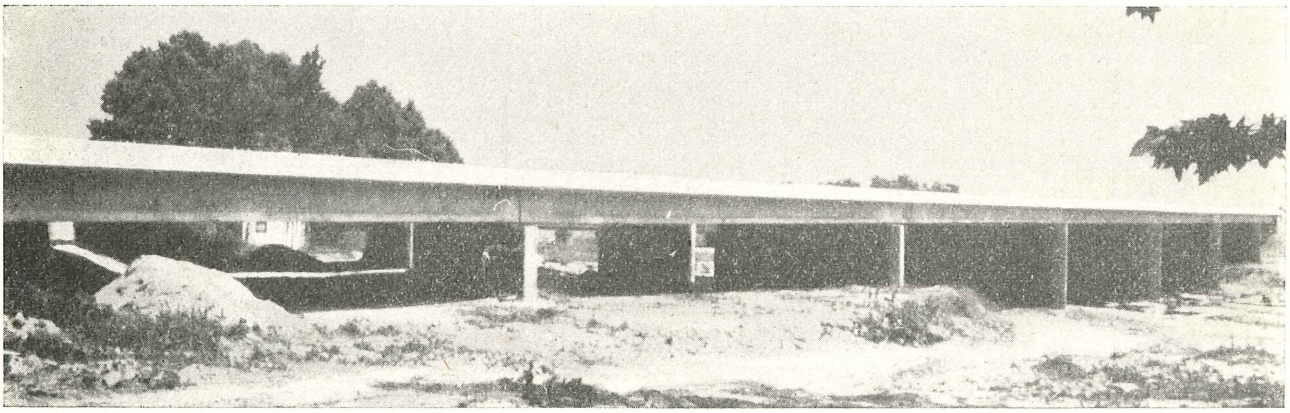
Características:

Luces: 17,80 + 5 × 25,00 + 17,80 m.
Longitud total (cada puente): 160,60 m.
Ancho: 15,75 m.
Canto vigas: 0,90 m.
Canto total: 1,08 m.
Inclinación del puente: 44° 30′ (media).
Número de vigas: 180 de 25,00 m + 72 de 17,80 m = 252 vigas.

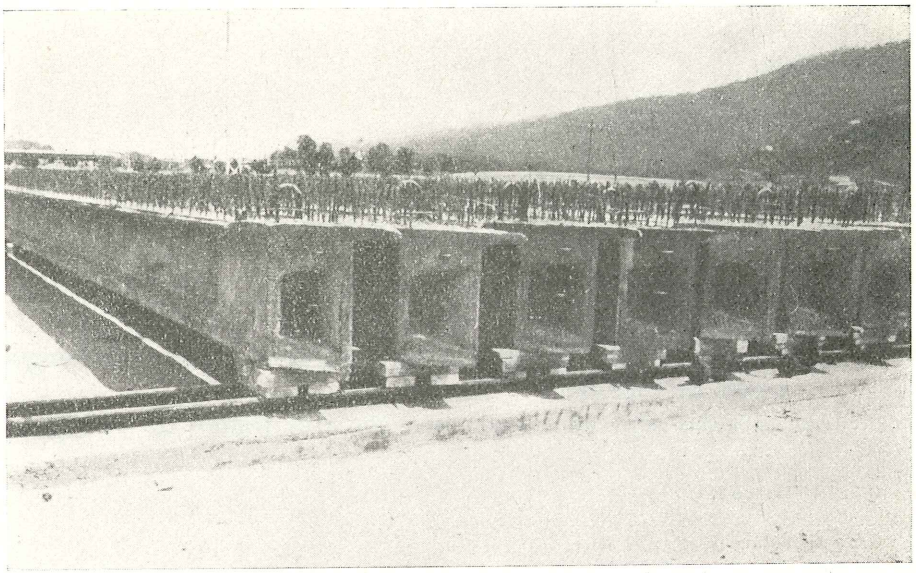
Cables empleados:

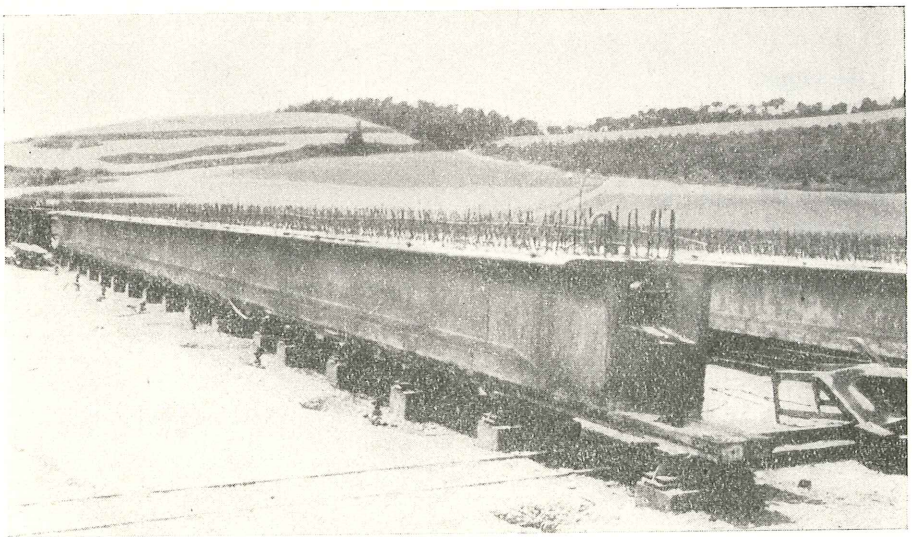
Por viga de 17,80: 1 BF-144 (44 ∅ 6).
Por viga de 25,00: 1 BF-144 (44 ∅ 6) + 1 BF-105 (32 ∅ 6).
En el tablero: 944 BS-33 (12 ∅ 6).
En total: 352 BF-144 (44 ∅ 6) + 180 BF-105 (32 ∅ 6) + 944 BS-33 (12 ∅ 6) = 1.476 cables.

Peso de acero: 119.433 kg.



Un total de 336 vigas que se han ido transportando hasta las diversas obras de fábrica.





AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-10 = O.F. 19-1. PUENTES SOBRE LA RIERA DE CANOVES

Contratista:

C.E.C.A. (S. A. de Trabajos y Obras, Royal Netherlands Harbour Works y Societé des Grands Travaux de l'Est).

Proyectista:

Dorsch Gehrmann.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Vigas doble T prefabricadas a tope, sobre las que se hormigona una losa de 0,18 metro de espesor.
Dos calzadas separadas, cada una con tres tramos de 14 vigas.

Características:

Luces: 3 × 17,80 m.
Longitud total (cada puente): 53,78 m.
Ancho: 12,50 m.
Canto vigas: 0,90.
Canto total: 1,08 m.
Inclinación del puente: 54°.

Número de vigas:

84 de 17,80 m = 84 vigas.

Cables empleados:

Por viga de 17,80 m: 1 BF-144 (32 ∅ 7).
En total: 84 BF-144 (32 ∅ 7) = 84 cables.

Peso de acero:

14.112 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-10 = O.F. 20.6. PUENTES SOBRE EL RIO MOGENT

Contratista:

C.E.C.A. (S. A. de Trabajos y Obras, Royal Netherlands Harbour Works y Societé des Grands Travaux de l'Est).

Proyectista:

Dorsch Gehrmann.

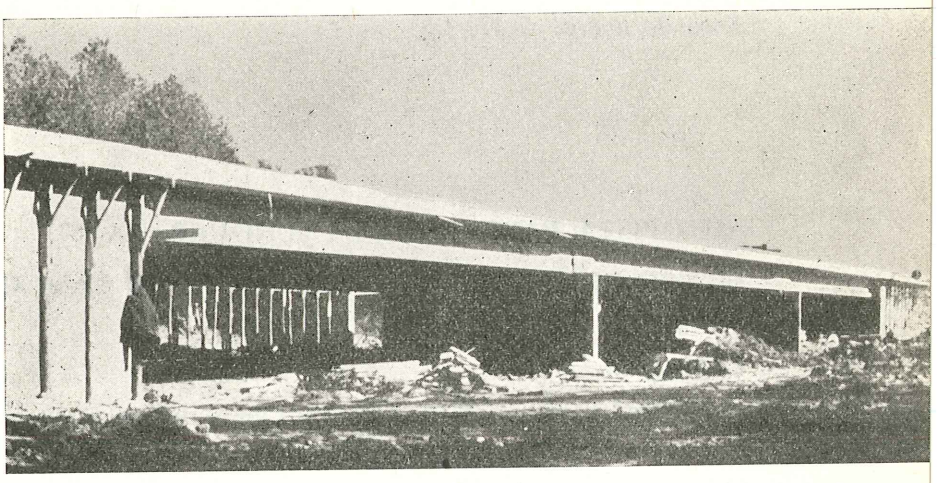
Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Vigas doble T prefabricadas a tope, sobre las que se hormigona una losa de 0,18 metro de espesor.

Dos calzadas separadas, cada una con tres tramos de 13 vigas.



Características:

Luces: 17,81 + 20,32 + + 17,81 m.
Longitud total (cada puente): 56,34 m.
Ancho: 12,00 m.
Canto vigas: 0,90 m.
Canto total: 1,08 m.
Inclinación del puente: 49° 30'.

Número de vigas:

52 de 17,80 m + 26 de 20,30 m = 78 vigas.

Cables empleados:

Por viga de 17,80 m: 1 BF-144 (32 ∅ 7).
Por viga de 20,30 m: 1 BF-105 (24 ∅ 7) + 1 BF-65 (16 ∅ 7).
En total: 52 BF-144 (32 ∅ 7) + 26 BF-105 (24 ∅ 7) + 26 BF-65 (16 ∅ 7) = 104 cables.

Peso de acero:

15.384 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-11 = O.F. 25.2. PASO SUPERIOR CAMINO C'AN MARSANS

Contratista:

C.E.C.A. (S. A. de Trabajos y Obras, Royal Netherlands Harbour Works y Societé des Grands Travaux de l'Est).

Proyectista: Dorsch Gehrmann.

Propietario: Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura: Viga en pi continua.

Características:

Luces: $2 \times 32{,}00$ m.
Longitud total: 64,85 m.
Ancho: 6,50 m.
Canto: 1,40 m.

Cables empleados: 12 BB-144 (32 ∅ 7) = 12 cables.

Peso de acero: 7.473 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-11 = O.F. 25-7. PASO SUPERIOR CAMINO RURAL

Contratista:

C.E.C.A. (S. A. de Trabajos y Obras, Royal Netherlands Harbour Works y Societé des Grands Travaux de l'Est).

Proyectista: Dorsch Gehrmann.

Propietario: Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura: Viga-losa continua en sección alveolar (cuatro alvéolos circulares).

Características:

Luces: 11,50 + 15,25 + 15,25 + 11,50 m.
Longitud total: 54,40 m.
Ancho: 6,50 m.
Canto: 0,70 m.

Cables empleados: 6 BB-65 (16 ∅ 7) + 4 BS-65 (16 ∅ 7) = 10 cables.

Peso de acero: 2.173 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-12 = O.F. 30-5. PUENTES SOBRE RIERA TRENTAPASSES

Contratista:

C.E.C.A. (S. A. de Trabajos y Obras, Royal Netherlands Harbour Works y Societé des Grands Travaux de l'Est).

Proyectista:

Dorsch Gehrmann.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Vigas doble T prefabricadas a tope, sobre las que se hormigona una losa de 0,18 metro de espesor.

Dos calzadas separadas cada una con un tramo de 15 vigas.

Características:

Luz: 25,00 m.
Longitud total (cada puente): 25,68 m.
Ancho: 14,00 m.
Canto vigas: 0,90 m.
Canto total: 1,08.
Inclinación del puente: 45°.

Número de vigas:

30 de 25,00 m = 30 vigas.

Cables empleados:

Por viga de 25,00 m: 1 BF-144 (32 ∅ 7) + 1 BF-105 (24 ∅ 7).
En total: 30 BF-144 (32 ∅ 7) + 30 BF-105 (32 ∅ 7) = 60 cables.

Peso de acero:

13.200 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-12 = O.F. 31-2. PUENTES SOBRE LA RIERA VALLGORGUINA

Contratista:

C.E.C.A. (S. A. de Trabajos y Obras, Royal Netherlands Harbour Works y Societé des Grands Travaux de l'Est).

Proyectista:

Dorsch Gehrmann.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Vigas doble T prefabricadas a tope, sobre las que se hormigona una losa de 0,18 metro de espesor.
Dos calzadas separadas, una con dos tramos de 15 vigas y otra con dos tramos de 19 vigas.

Características:

Luces: 17,81 + 25,00 m.
Longitud total: 43,28 m.
Ancho: Calzada Barcelona-La Junquera: 14,00 m.
Calzada La Junquera-Barcelona: 17,00 m.
Canto vigas: 0,90 m.
Canto total: 1,08 m.
Inclinación del puente: 45°.

Número de vigas:

34 de 17,80 m + 34 de 25,00 m = 68 vigas.

Cables empleados:

Vigas de 17,80 m: 1 BF-144 (32 Ø 7).
Vigas de 25,00 m: 1 BF-144 (32 Ø 7) + 1 BF-105 (24 Ø 7).
En total: 68 BF-144 (32 Ø 7) + 34 BF-105 (24 Ø 7) = 102 cables.

Peso de acero:

13.651 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-12 = O.F. 31-3. PUENTE SOBRE LA RIERA DE VALLGORGUINA DEL ACCESO A SAN CELONI

Contratista:

C.E.C.A. (S. A. de Trabajos y Obras, Royals Netherlands Harbour Works y Societé des Grands Travaux de l'Est).

Proyectista:

Dorsch Gehrmann.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Vigas doble T prefabricadas a tope, sobre las que se hormigona una losa de 0,18 metro de espesor.

Dos tramos con 10 vigas cada uno.

Características:

Luz: 2 × 17,80 m.
Longitud total: 35,60 m.
Ancho: 9,00 m.
Canto vigas: 0,90 m.
Canto total: 1,08 m.

Número de vigas:

20 de 17,80 m = 20 vigas.

Cables empleados:

Por viga de 17,80 m: 1 BF-144 (32 ∅ 7).
En total: 20 BF-144 (32 ∅ 7) = 20 cables.

Peso de acero:

3.406 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-12 = O.F. 31-4. PUENTE PARA CAMINO RURAL SOBRE RIERA DE VALLGORGUINA

Contratista:

C.E.C.A. (S. A. de Trabajos y Obras, Royal Netherlands Harbour Works y Societé des Grands Travaux de l'Est).

Proyectista:

Dorsch Gehrmann.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Vigas doble T prefabricadas a tope, sobre las que se hormigona una losa de 0,18 metro de espesor.

Un tramo con siete vigas.

Características:

Luz: 17,80 m.
Longitud total: 18,06 m.
Ancho: 6,50 m.
Canto vigas: 0,90 m.
Canto total: 1,08 m.

Número de vigas:

Siete de 17,80 m = siete vigas.

Cables empleados:

Por viga: 1 BF-144 (32 ∅ 7).
En total: siete BF-144 (32 ∅ 7) = siete vigas.

Peso de acero:

1.192 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-12 = O.F. 32-2. PUENTE EN EL ENLACE SAN CELONI SOBRE RIERA VALLGORGUINA

Contratista:

C.E.C.A. (S. A. de Trabajos y Obras, Royal Netherlands Harbour Works y Societé des Grands Travaux de l'Est).

Proyectista:

Dorsch Gehrmann.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Vigas doble T prefabricadas a tope, sobre las que se hormigona una losa de 0,18 m de espesor.

Un tramo con 19 vigas.

Características:

Luz: 25,00 m.
Longitud total: 25,48 m.
Ancho: 17,00 m.
Canto vigas: 0,90 m.
Canto total: 1,08 m.
Inclinación del puente: 81°.

Número de vigas:

19 de 25,00 m = 19 vigas.

Cables empleados:

Por viga: 1 BF-144 (32 ∅ 7) + 1 BF-105 (24 ∅ 7).
En total: 19 BF-144 (32 ∅ 7) + 19 BF-105 (24 ∅ 7) = 38 cables.

Peso de acero:

9.174 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-14 = O.F. 40-2. PASO SUPERIOR CAMINO RURAL

Contratista:

C.E.C.A. (S. A. de Trabajos y Obras, Royal Netherlands Harbour Works y Societé des Grands Travaux de l'Est).

Proyectista:

Dorsch Gehrmann.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Viga-losa continua en sección alveolar (cuatro alveolos circulares).

Características:

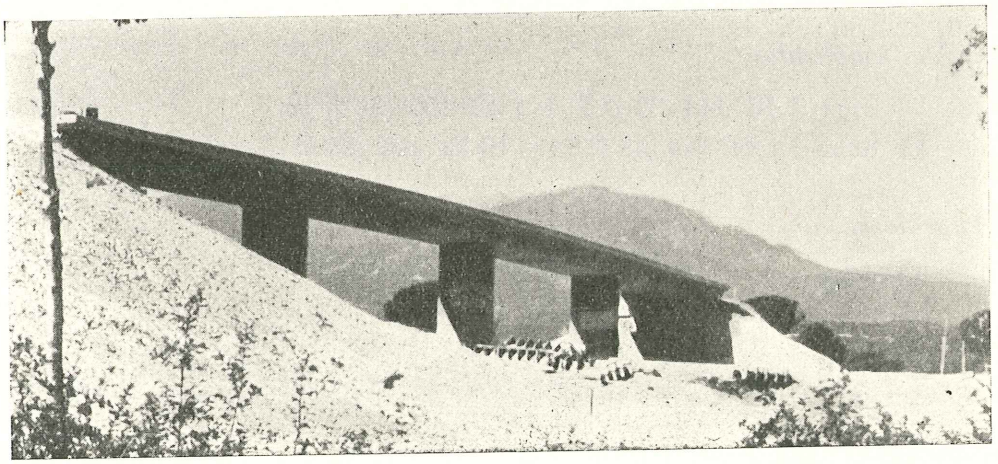
Luces: 11,50 + 15,25 + 15,25 + 11,50 m.
Longitud total: 54,40 m.
Ancho: 6,50 m.
Canto: 0,70 m.

Cables empleados:

6 BB-65 (16 ∅ 7) + 4 BS-65 (16 ∅ 7) = 10 cables.

Peso de acero:

2.173 kg.



AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-14 = O.F. 41-1. PUENTES SOBRE RIERA DE FURIOSOS

Contratista:

C.E.C.A. (S. A. de Trabajos y Obras, Royal Netherlands Harbour Works y Societé des Grands Travaux de l'Est).

Proyectista:

Dorsch Ghermann.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Vigas doble T prefabricadas a tope, sobre las que se hormigona una losa de 0,18 metro de espesor.

Dos calzadas separadas cada una con un tramo de 15 vigas.

Características:

Luz: 25,00 m.
Longitud total: 25,46 m (cada puente).
Ancho: 15,50 m (cada puente).
Canto vigas: 0,90 m.
Canto total: 1,08 m.
Inclinación del puente: 45°.

Número de vigas:

30 de 25,00 m = 30 vigas.

Cables empleados:

Por viga: 1 BF-144 (32 ∅ 7) + 1 BF-105 (24 ∅ 7).
En total: 30 BF-144 (32 ∅ 7) + 30 BF-105 (24 ∅ 7) = 60 cables.

Peso de acero:

12.375 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-15 = O.F. 44-3. PASO SUPERIOR CAMINO RURAL DE REMINYO

Contratista:

Colomina G. Serrano, S. A.

Proyectista:

Dorsch Gehrmann.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Viga-losa continua en sección alveolar (cuatro alveolos circulares) .

Características:

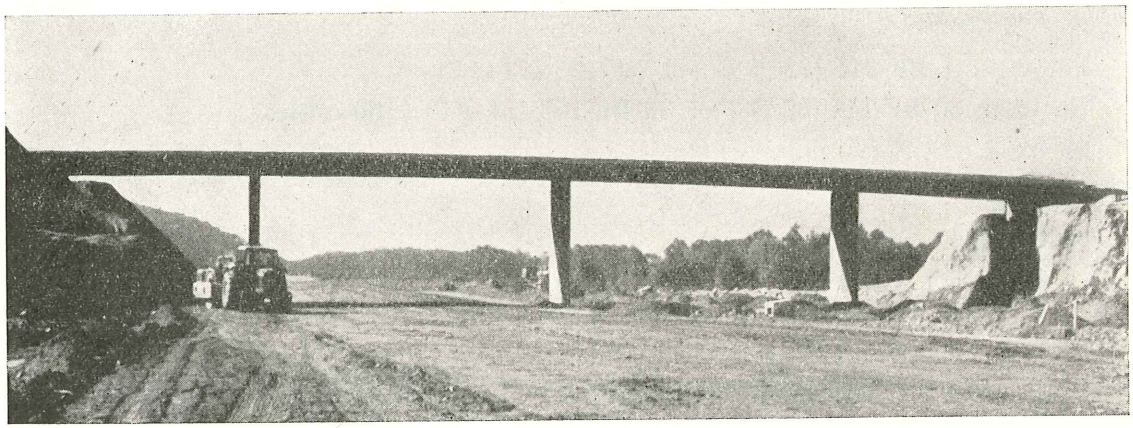
Luces: 11,50 + 15,25 + 15,25 + 11,50 m.
Longitud total: 54,40 m.
Ancho: 6,50 m.
Canto: 0,70 m.

Cables empleados:

6 BB-65 (16 ∅ 7) + 4 BS-65 (16 ∅ 7) = 10 cables.

Peso de acero:

2.173 kg.



AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-14 = O.F. 41-1. PUENTES SOBRE RIERA DE FURIOSOS

Contratista:

C.E.C.A. (S. A. de Trabajos y Obras, Royal Netherlands Harbour Works y Societé des Grands Travaux de l'Est).

Proyectista:

Dorsch Ghermann.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Vigas doble T prefabricadas a tope, sobre las que se hormigona una losa de 0,18 metro de espesor.

Dos calzadas separadas cada una con un tramo de 15 vigas.

Características:

Luz: 25,00 m.
Longitud total: 25,46 m (cada puente).
Ancho: 15,50 m (cada puente).
Canto vigas: 0,90 m.
Canto total: 1,08 m.
Inclinación del puente: 45°.

Número de vigas:

30 de 25,00 m = 30 vigas.

Cables empleados:

Por viga: 1 BF-144 (32 ∅ 7) + 1 BF-105 (24 ∅ 7).
En total: 30 BF-144 (32 ∅ 7) + 30 BF-105 (24 ∅ 7) = 60 cables.

Peso de acero:

12.375 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-15 = O.F. 44-3. PASO SUPERIOR CAMINO RURAL DE REMINYO

Contratista:

Colomina G. Serrano, S. A.

Proyectista:

Dorsch Gehrmann.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Viga-losa continua en sección alveolar (cuatro alveolos circulares) .

Características:

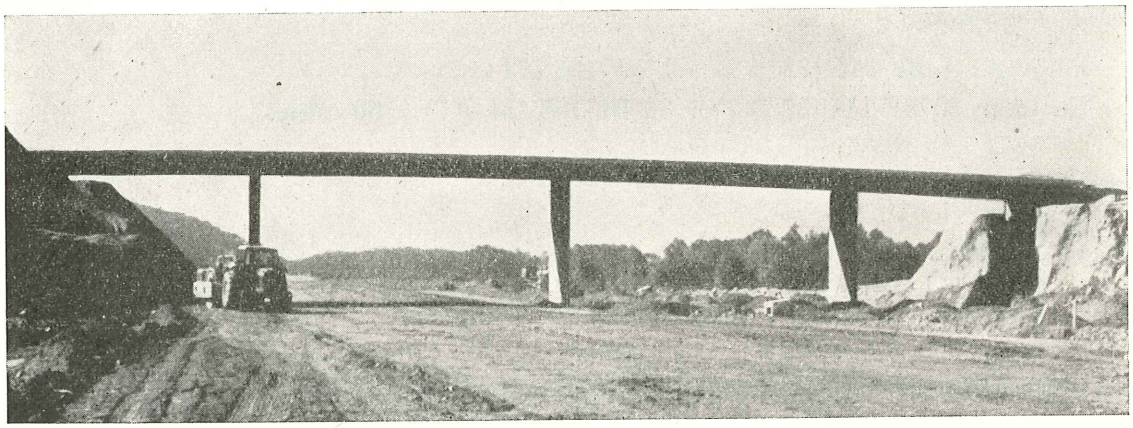
Luces: 11,50 + 15,25 + 15,25 + 11,50 m.
Longitud total: 54,40 m.
Ancho: 6,50 m.
Canto: 0,70 m.

Cables empleados:

6 BB-65 (16 ∅ 7) + 4 BS-65 (16 ∅ 7) = 10 cables.

Peso de acero:

2.173 kg.



F. DEL POZO

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)
TRAMO BJ-15 = O.F. 42-2. PASO SUPERIOR CAMINO RURAL

Contratista: Colomina G. Serrano, S. A.

Proyectista: Dorsch Gehrmann.

Propietario: Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura: Viga-losa continua en sección alveolar (cuatro alveolos circulares).

Características:

Luces: 11,50 + 15,25 + 15,25 + 11,50 m.
Longitud total: 54,40 m.
Ancho: 6,50 m.
Canto: 0,70 m.

Cables empleados: 6 BB-65 (16 ∅ 7) + 4 BS-65 (16 ∅ 7) = 10 cables.

Peso de acero: 2.173 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)
TRAMO BJ-15 = O.F. 45-2. PASO SUPERIOR CAMINO RURAL

Contratista: Colomina G. Serrano, S. A.

Proyectista: Dorsch Gehrmann.

Propietario: Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura: Viga-losa continua en sección alveolar (cuatro alveolos circulares).

Características:

Luces: 11,50 + 15,25 + 15,25 + 11,50 m.
Longitud total: 54,40 m.
Ancho: 6,50 m.
Canto: 0,70 m.

Cables empleados: 6 BB-65 (16 ∅ 7) + 4 BS-65 (16 ∅ 7) = 10 cables.

Peso de acero: 2.173 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-16 = O.F. 47-7. PASO SUPERIOR EN ENLACE HOSTALRICH

Contratista:

ET.HU.A. (Entrecanales y Távora, Huarte y Agromán).

Proyectista:

Dorsch Ibérica, S. A.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Dos vigas-losa continuas en sección alveolar (tres alveolos circulares), una para cada circulación adyacentes, curvadas en planta.

Características:

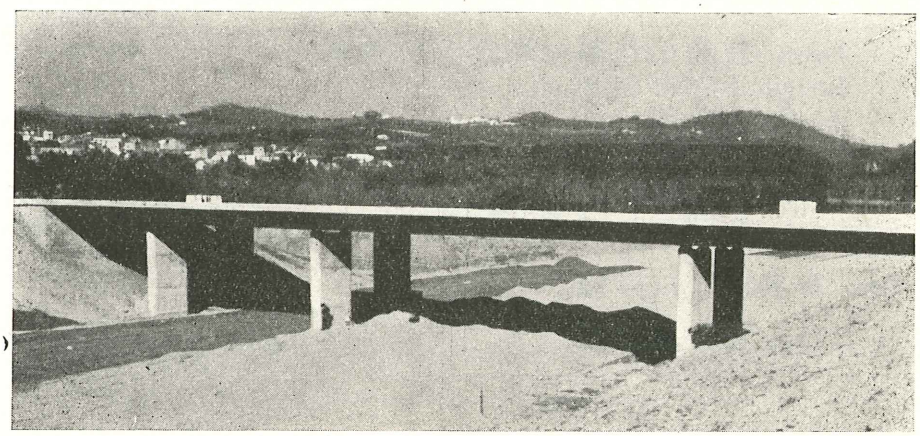
Luces: 11,35 + 16,55 + 24,30 + 13,85 m.
Longitud total: 66,05 m.
Ancho del puente: 15,50 m.
Canto: 1,20 m.

Cables empleados:

Por viga: 12 BS-144 (32 ∅ 7).
En total: 24 BS-144 (32 ∅ 7) = 24 cables.

Peso de acero:

11.678 kg.



AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-16 = O.F. 49-1. PASO SUPERIOR CARRETERA HOSTALRICH A FOGAS DE TORDERA

Contratista: ET.HU.A. (Entrecanales y Távora, Huarte y Agromán).

Proyectista: Dorsch Ibérica, S. A.

Propietario: Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura: Losa continua aligerada (ocho aligeramientos), curvada en planta.

Características:

Luces: 11,75 + 19,00 + 19,00 + 11,75 m.
Longitud total: 61,50 m.
Ancho: 10,50 m.
Canto: 0,80 m.

Cables empleados: 5 BB-105 (24 ∅ 7) + 12 BS-105 (24 ∅ 7) = 17 cables.

Peso de acero: 5.278 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-16 = O.F. 50-1. PUENTES SOBRE EL RIO TORDERA

Contratista: ET.HU.A. (Entrecanales y Távora, Huarte y Agromán).

Proyectista: Dorsch Gehrmann.

Propietario: Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Vigas doble T prefabricadas a tope, sobre las que se hormigona una losa de 0,18 metro de espesor.
Dos calzadas separadas, cada una con 10 tramos de 13 vigas.

Características:

Luces: 17,80 + 9 × 25,00 m.
Longitud total (cada puente): 242,80 m.
Ancho: 12,00 m.
Canto vigas: 0,90 m.
Canto total: 1,08 m.
Inclinación del puente: 72° 54'.
Número de vigas: 234 de 25,00 m + 26 de 17,50 m = 260 vigas.

Cables empleados:

Por viga de 17,80 m: 1 BF-144 (32 ∅ 7).
Por viga de 25,00 m: 1 BF-144 (32 ∅ 7) + 1 BF-105 (24 ∅ 7).
En total: 260 BF-144 (32 ∅ 7) + 234 BF-105 (24 ∅ 7) = 494 cables.

Peso de acero: 115.023 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-16 = O.F. 50-2. PASO SUPERIOR DE LA CB-152 DE HOSTALRICH A BLANES

Contratista:

ET.HU.A. (Entrecanales y Távora, Huarte y Agromán).

Proyectista:

Dorsch Gehrmann.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Viga-losa continua en sección alveolar (4 alveolos circulares), curvada en planta con radio de 120 mm.

Características:

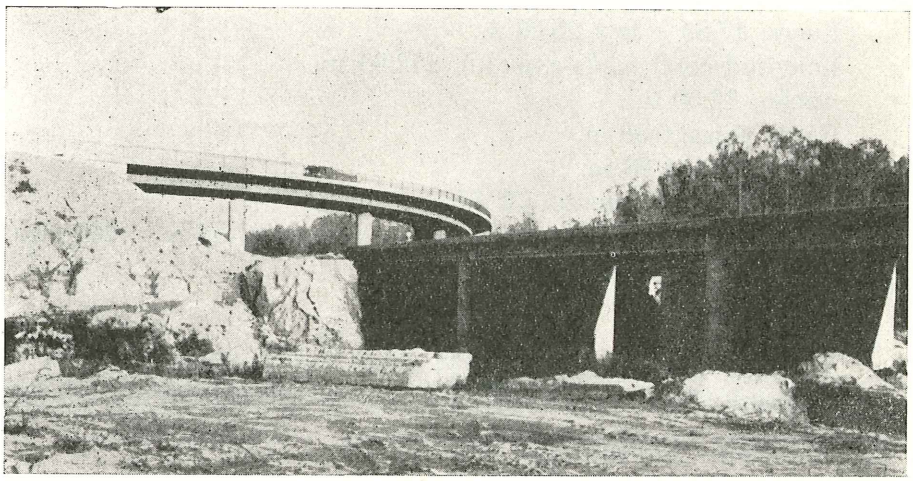
Luces: 17,26 + 21,33 + 26,56 + 21,58 m (en eje del puente).
Longitud total: 87,63 m (en el eje).
Ancho: 12,00 m.
Canto: 1,20 m.

Cables empleados:

17 BS-144 (32 ∅ 7) = 17 cables.

Peso de acero:

9.462 kg.



AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-16 = O.F. 52-2. PUENTES SOBRE EL F.C. BARCELONA-PORT BOU

Contratista: ET.HU.A. (Entrecanales y Távora, Huarte y Agromán).

Proyectista: Dorsch Gehrmann.

Propietario: Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Vigas doble T prefabricadas a tope, sobre las que se hormigona una losa de 0,18 m de espesor.
Dos calzadas separadas, cada una con 5 tramos de 13 vigas.

Características:

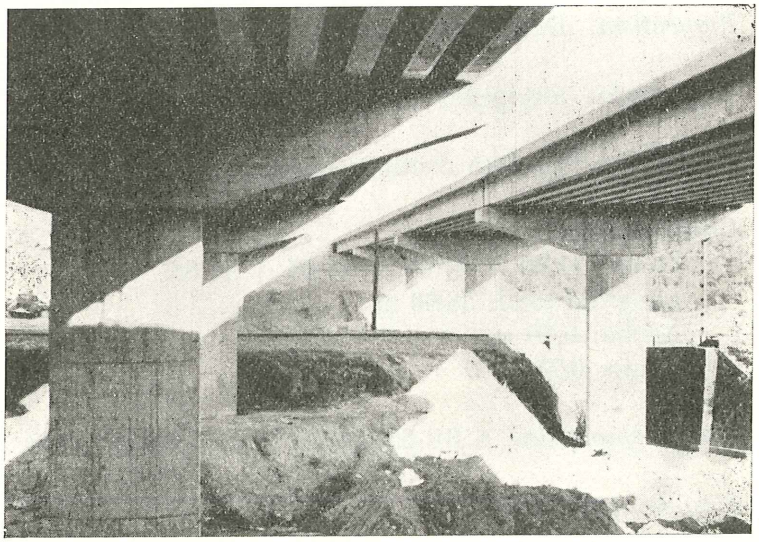
Luces: 17,80 + 3 × 25,00 + 17,80 m.
Longitud total (cada puente): 110,60 m.
Ancho: 12,00 m.
Canto vigas: 0,90 m.
Canto total: 1,08 m.

Número de vigas: 78 de 25,00 m + 52 de 17,80 m = 130 vigas.

Cables empleados:

Por viga de 17,80 m: 1 BF-144 (32 ∅ 7).
Por viga de 25,00 m: 1 BF-144 (32 ∅ 7) + 1BF-105 (24 ∅ 7).
En total: 130 BF-144 (32 ∅ 7) + 78 BF-105 (24 ∅ 7) = 208 cables.

Peso de acero: 41.953 kg.



AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-17 = O.F. 53-4. PASO SUPERIOR CAMINO RURAL

Contratista: ET.HU.A. (Entrecanales y Távora, Huarte y Agromán).

Proyectista: Dorsch Gehrmann.

Propietario: Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura: Viga-losa continua en sección alveolar (4 alveolos circulares).

Características:

Luces: 11,80 + 17,05 + 17,05 + 11,80.
Longitud total: 58,60 m.
Ancho: 6,50 m.
Canto: 0,75 m.

Cables empleados: 6 BB-65 (16 ∅ 7) + 6 BS-65 (16 ∅ 7) = 12 cables.

Peso de acero: 2.635 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-17 = O.F. 56.1. PASO SUPERIOR CAMINO RURAL

Contratista: ET.HU.A. (Entrecanales y Távora, Huarte y Agromán).

Proyectista: Dorsch Gehrmann.

Propietario: Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura: Viga-losa continua en sección alveolar (cuatro alveolos circulares).

Características:

Luces: 11,80 + 17,05 + 17,05 + 11,80.
Longitud total: 58,60 m.
Ancho: 6,50 m.
Canto: 0,75 m.

Cables empleados: 6 BB-65 (16 ∅ 7) + 6 BS-65 (16 ∅ 7) = 12 cables.

Peso de acero: 2.635 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17)

TRAMO BJ-17 = O.F. 58-2. PUENTES SOBRE LA CARRETERA DE MASSANET A BLANES.

Contratista:

ET.HU.A. (Entrecanales y Távora, S. A., Huarte y Agromán).

Proyectista:

Sección de Estructuras de Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Losas isostáticas.
Dos calzadas separadas.

Características:

Luces (en el eje):
Calzada Barcelona-La Junquera: 20-40 m.
Calzada La Junquera-Barcelona: 24,16 m.
Ancho: 24,00 m (cada puente).
Canto: 0,80 m.
Inclinación de los puentes: 41° 20'.

Cables empleados:

Por losa: 54 BS-144 (34 ∅ 7).
En total: 108 BS-144 (34 ∅ 7) = 108 cables.

Peso de acero:

25.338 kg.

AUTOPISTA BARCELONA-LA JUNQUERA (A-17).
TRAMO BJ-17 = O.F. 100-1. PASO SUPERIOR ENLACE MASSANET

Contratista:

ET.HU.A. (Entrecanales y Távora, Huarte y Agromán).

Proyectista:

Sección de Estructuras de Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Propietario:

Autopistas Concesionaria Española, S. A.

Estructura:

Losas isostáticas.
Dos calzadas separadas.

Características:

Luces (en el eje):
Calzada Barcelona-La Junquera: 20,28 m.
Calzada La Junquera-Barcelona: 19,79 m.

Ancho: (en el centro del vano):
Calzada Barcelona-La Junquera: 13,87 m.
Calzada La Junquera-Barcelona: 19,55 m.

Canto: 0,80 m.
Inclinación media: 75°.

Cables empleados:

94 BS-144 (34 ∅ 7) = 94 cables.

Peso de acero:

18.945 kg.

Y se sigue construyendo.

Muchas gracias por su atención.

591 - 8 - 16

colección de puentes pretensados prefabricados

E. GONZALEZ VALLE

1. INTRODUCCION

El momento actual de los equipos de montaje ha hecho evolucionar el sentido de la prefabricación eliminándose muchos condicionantes. Es evidente que la reducción de manipulaciones conduce a un abaratamiento de coste de las soluciones estructurales constituidas a base de elementos prefabricados y hormigón vertido "in situ".

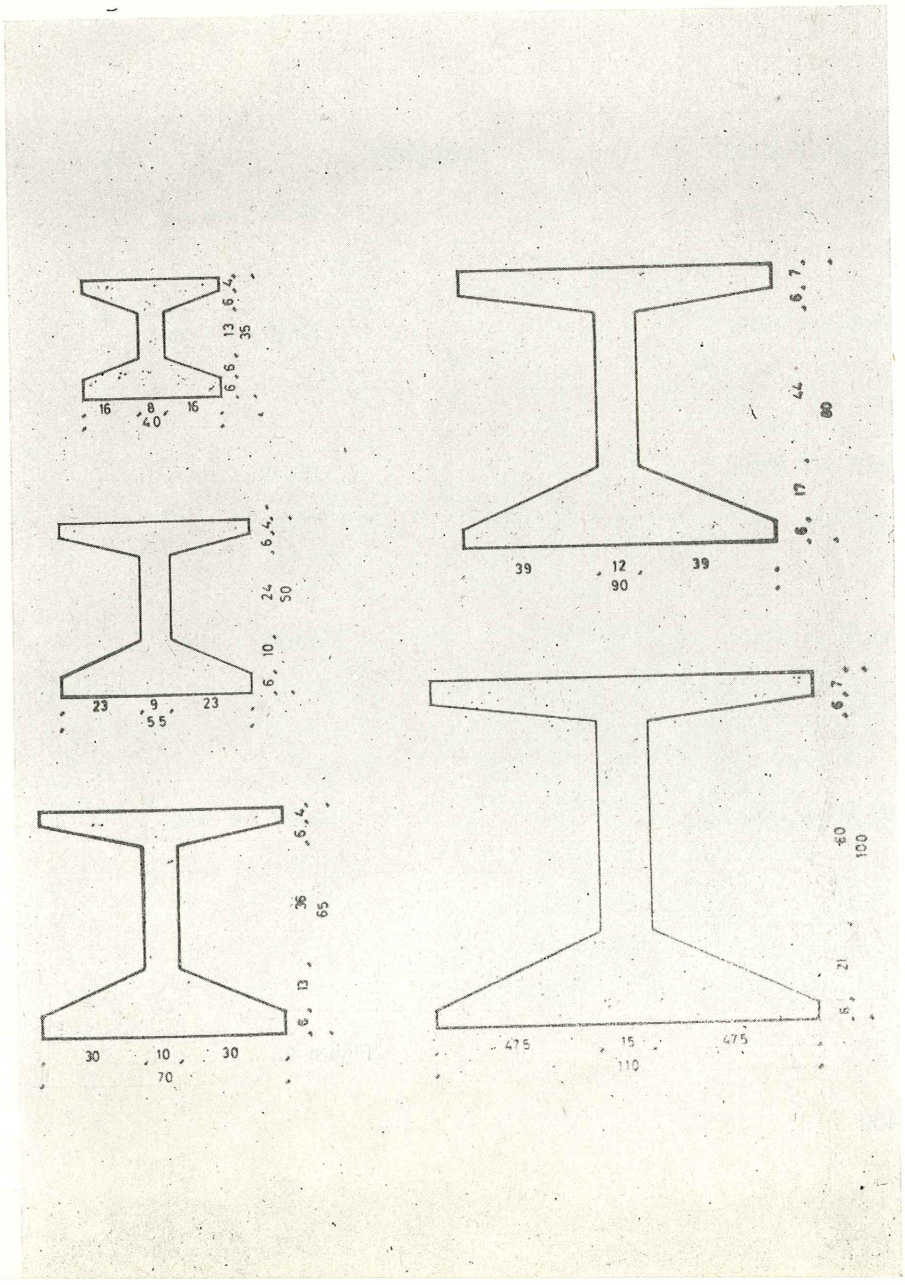


Figura 1.

Actualmente no supone grandes problemas el montaje de piezas, cuyo peso oscila entre 20 y 30 Tm.

Por ello, nos hemos inclinado al estudio de estas soluciones de puente que presentamos, que cubren hasta 25 m de luz y se basan en las secciones de vigas de la figura 1 para formar los tableros señalados en la figura 2, en la cual quedan indicadas las luces que abarcan cada uno de los tipos para los trenes 1 y 2 de la vigente Instrucción de Puentes.

Se han estudiado dos soluciones de tablero: la primera de las cuales adopta una disposición de las vigas adosada una contra otra, y la segunda, en la que entre cada dos vigas queda el espacio correspondiente a una de ellas. Esta segunda solución permite la modulación de unas placas pretensadas que pueden acoplarse para dejar superficie inferior continua. La primera disposición del tablero, al tener las vigas igual ancho en alas superiores e inferiores, dejan de por sí la superficie inferior continua, lo cual, en nuestro criterio, es una acusada ventaja fundamentalmente estética.

Las secciones de viga estudiadas presentan las ventajas que a continuación señalamos:

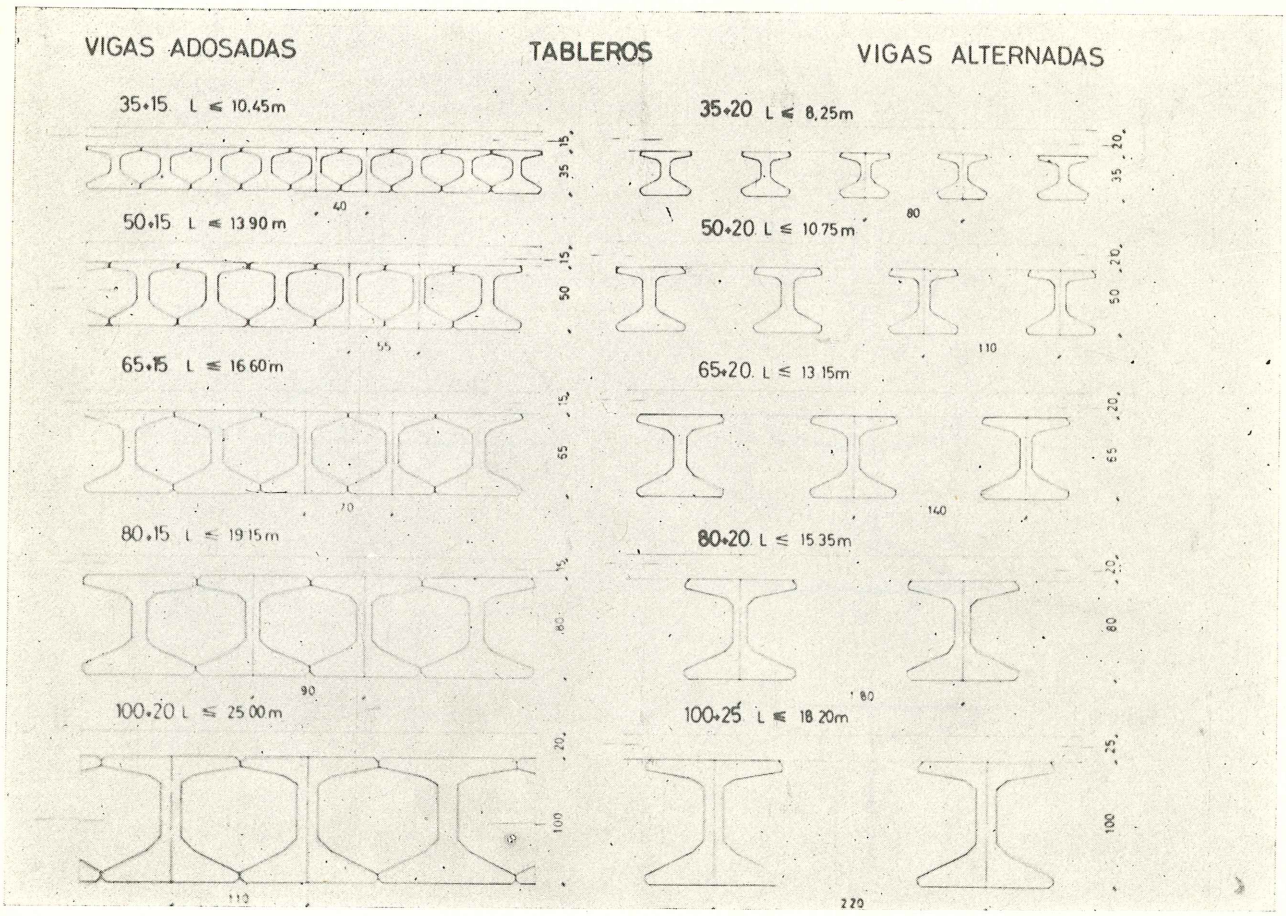


Figura 2.

— Como secciones para pretensado, presentan un aprovechamiento aceptable, y poseen la suficiente inercia transversal para no tener combas que dificulten su ulterior acoplamiento.

— Las soluciones de vigas juntas, donde queda en mayor forma justificado su empleo, permiten la no disposición de encofrado para el hormigonado de la losa del tablero, lo que representa un indudable incremento del ritmo de construcción aparte de la economía subsiguiente.

— Como se desprende de las realizaciones que ya han sido ejecutadas con estas piezas, ofrecen una indudable ventaja estética al presentar paramento inferior continuo.

— Su forma permite un adecuado llenado del molde y, como resultado, sus paramentos quedan con un aspecto estético muy agradable.

— A pesar de las cargas a mover en las manipulaciones de montaje (para la viga I-80 suponen unas 12 Tm), los ritmos obtenidos son francamente altos. Tampoco se originan problemas para transporte. A título de ejemplo, se puede señalar que se ha llegado a montar, a una distancia de 50 Km del punto de fabricación, dos tableros de puente, con un total de 28 vigas, en jornada de ocho horas.

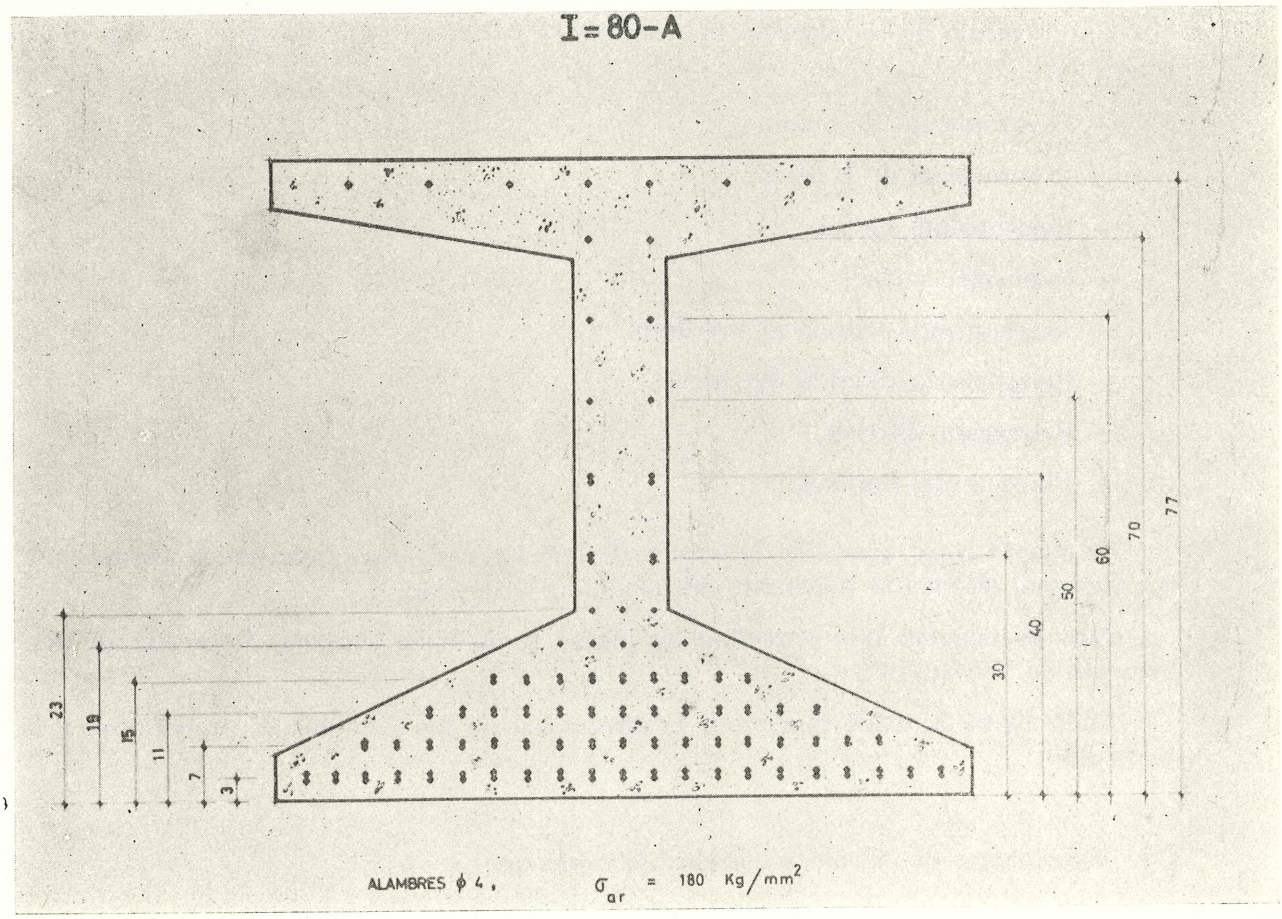


Figura 3.

2. RESUMEN DE CRITERIOS DE CALCULO DE LA COLECCION

2.1. Materiales

Para estas piezas, se emplea un hormigón de 225 Kg/cm² de resistencia en el momento de la transferencia, la cual, con los medios de los que se dispone, se obtiene a las dieciséis horas, adoptándose como admisible unas tensiones de pretensado en el momento de la transferencia de 135 Kg/cm²; que corresponde al 0,6 R_{16}.

Como acero de pretensado se ha utilizado alambre de ∅ 4, trenza o cable de 7 ∅ 3, con tensión de rotura 180 Kg/mm².

La resistencia característica en compresión a veintiocho días es superior a la precisa, en cuanto a tensiones de trabajo se refiere, pero dada su correlación con la tensión de rotura en tracción, conviene que no sea inferior a 350 Kg/cm². Los coeficientes de seguridad a fisuración se han calculado con una resistencia en tracción del hormigón de 50 Kg/cm², y en los resultados de ensayos se puede observar que se sobrepasa. La experiencia nos ha demostrado que para el tipo de hormigón empleado, el comportamiento de la pieza frente a fisuración responde a la adopción de la citada tensión de rotura.

2.2. Pérdidas y tensiones de pretensado permanente

En el cálculo de la colección se computaron pérdidas originadas por los siguientes conceptos:

— Deslizamiento de cuñas.

— Deformación de la mesa.

— Relajamiento inicial.

— Retracción inicial.

— Acortamiento elástico al transferir.

— Relajamiento diferido del acero.

— Retracción diferida.

— Fluencia del hormigón.

Se adoptó como admisible la tensión de 135 Kg/cm², tras producirse la pérdida por acortamiento elástico al transferir, con diagrama triangular.

Para las cuantías que presentan las piezas, se obtienen tensiones de pretensado permanente de 117 Kg/cm².

En la figura 3 puede observarse la disposición de los alambres de pretensado en la pieza I-80.

2.3. Sobrecargas de cálculo y cálculos de esfuerzos

La colección se proyectó al paso de los trenes 1 y 2 de la vigente Instrucción, adoptándose una sobrecarga permanente, correspondiente al pavimento, de 200 Kg/m².

El cálculo de esfuerzos de sobrecarga, en cuanto a momentos flectores se refiere, se realizó con auxilio de un ordenador electrónico IBM-1130, y según un programa de cálculo que se basa en el método de Guyon-Massonnet-Barés, sustituyendo el conjunto por la losa ortótropa equivalente. En el cálculo, para aproximarse más a la solución exacta de Huber, se tiene en cuenta el valor del módulo de Poisson y la excentricidad de los nervios principales respecto al plano medio de la losa de tablero.

Los esfuerzos cortantes de sobrecarga se calcularon mediante dos procedimientos aproximados, ya que en los datos del ordenador se observaba la existencia de un punto singular en el punto de aplicación de la carga. Los dos procedimientos conducían a re-

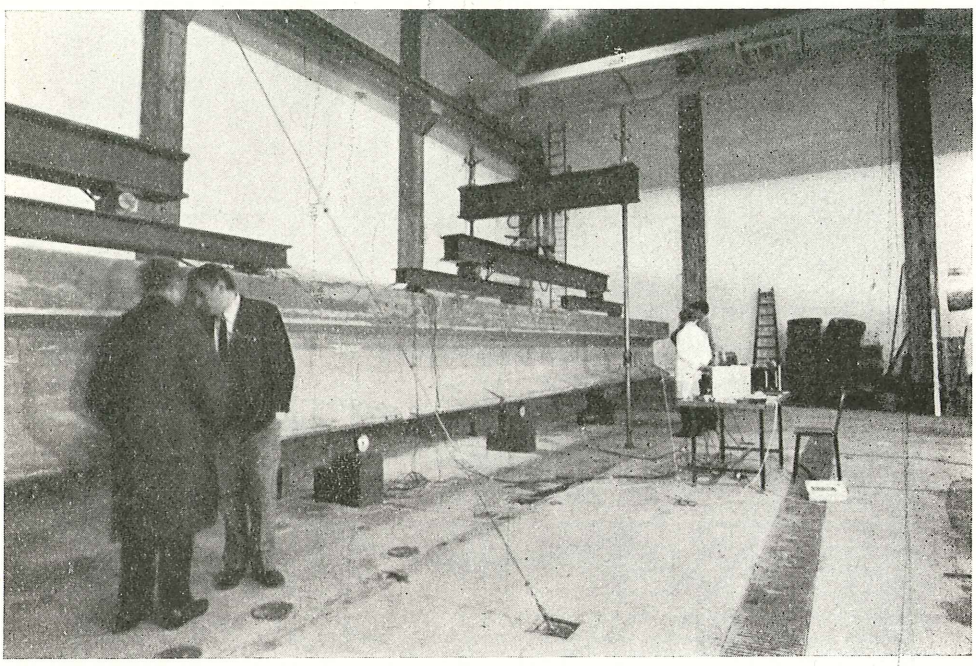


Figura 4.

sultados uniformes, adoptándose el que quedaba más del lado de la seguridad. Se calcularon los esfuerzos cortantes en tres puntos, a distancias 1/6 y 1/3 del apoyo, y en la sección de apoyo, armándose las piezas a esfuerzo cortante, según la Instrucción EH-68 y sin tener en cuenta la influencia del pretensado.

En los momentos flectores transversales se ha considerado la superposición de los estados de flexión transversal y el efecto local de la carga puntual, que en los casos de vigas separadas tiene una importancia grande.

El armado de los tableros se realizó, asimismo, de acuerdo con la Instrucción EH-68 empleándose como armadura, mallazo electrosoldado, que proporciona ventajas apreciables en la disposición y rapidez de la colocación de ferralla.

Para la conexión entre tablero y elementos prefabricados, se han dispuesto estribos salientes de la pieza, absorbiéndose con ellos todo el esfuerzo. Estas piezas, con gran ancho de cabeza, serían capaces de por sí para admitir el esfuerzo rasante sin "preocu-

parse demasiado del sistema de conexión". (La norma ACI-318-63, en su apartado 2.505, Shear-Connection, admite una tensión equivalente a 2,8 Kg/cm² cuando no se prevén conectadores y la superficie es rugosa y limpia, pudiéndose admitir hasta cuatro veces más cuando se dispone un área mínima de acero. En los comentarios a la norma, se señala que esta tensión de 2,8 Kg/cm² queda "muy del lado de la seguridad".)

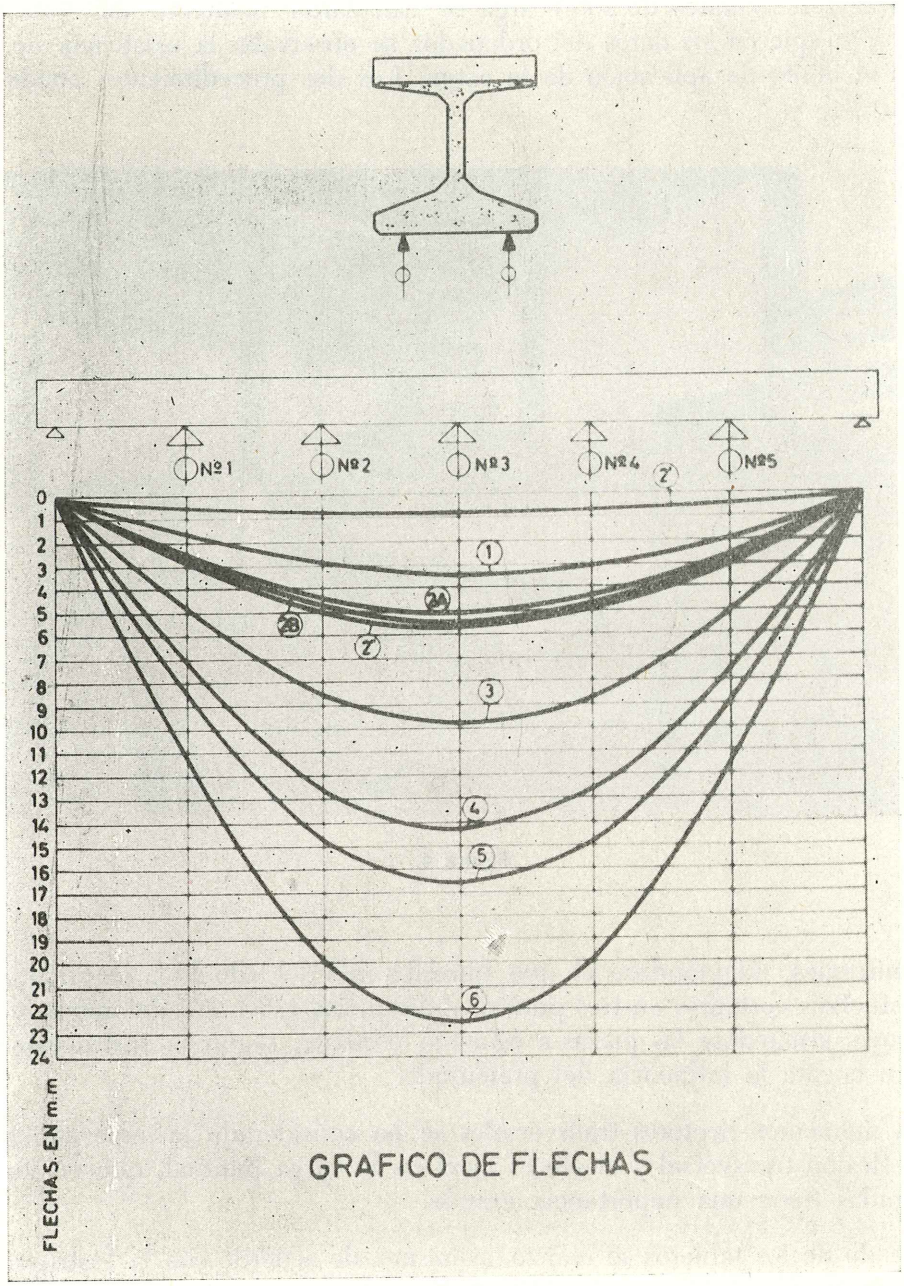


Figura 5.

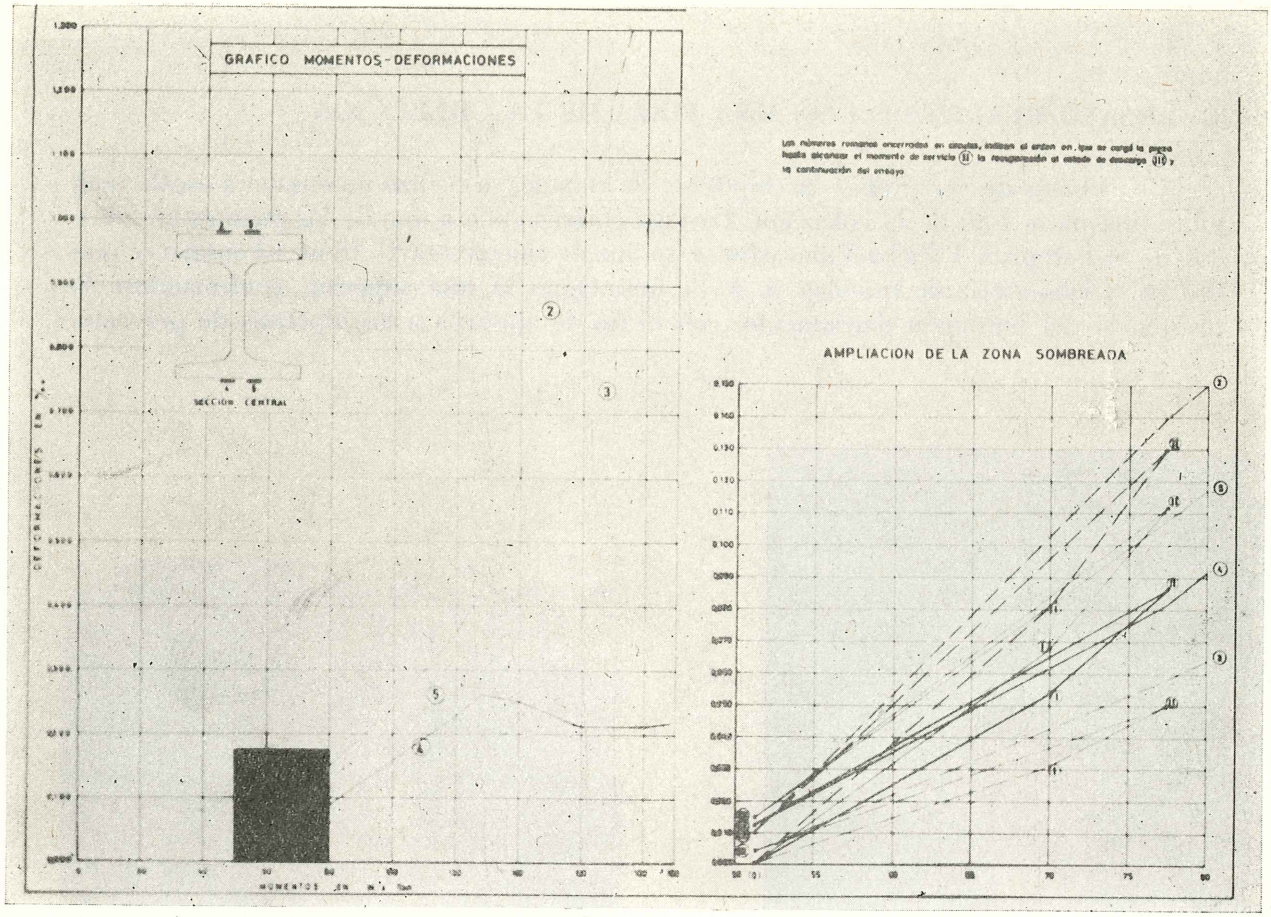
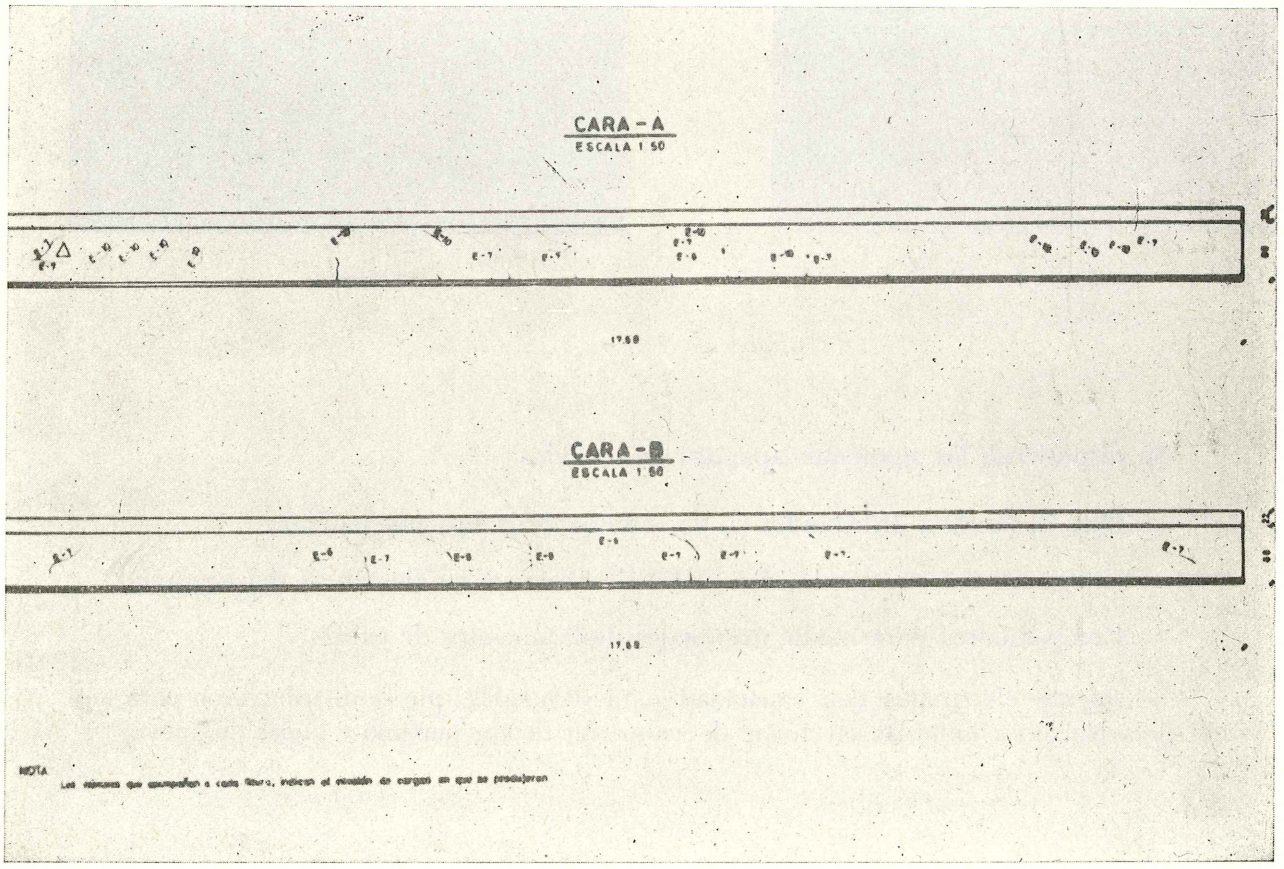


Figura 6.

Figura 7.



3. ENSAYO REALIZADO CON UNA PIEZA DE LA COLECCION

Con objeto de comprobar las hipótesis de cálculo, se realizó un ensayo a escala real, sobre una pieza I-80 de la colección. La viga correspondía a uno de los puentes prefabridos de la autopista Villalba-Villacastín, y su luz de cálculo era 17,18 m. El ensayo se realizó en el laboratorio de Intemac, S. A. Se hormigonó la losa superior, controlándose la resistencia del hormigón diariamente, con el fin de ajustarla a las hipótesis de proyecto.

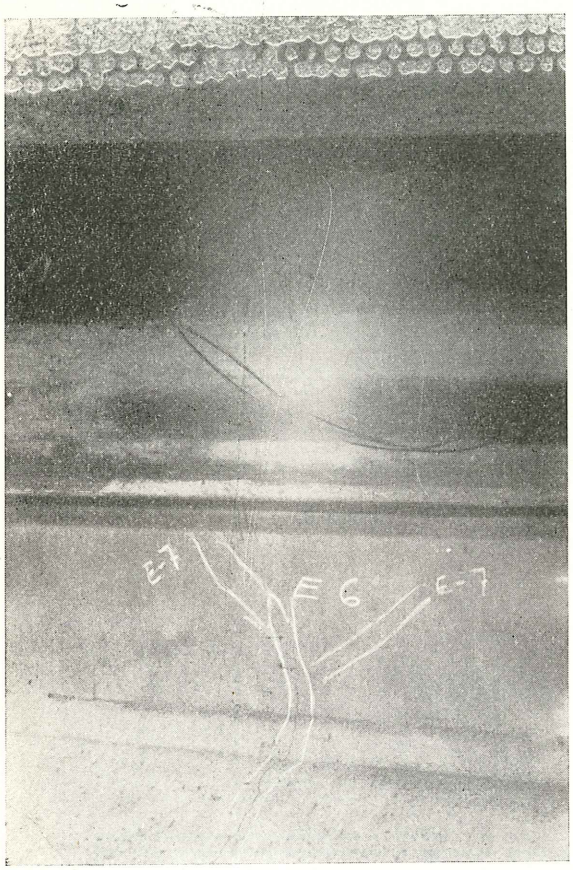


Figura 8.

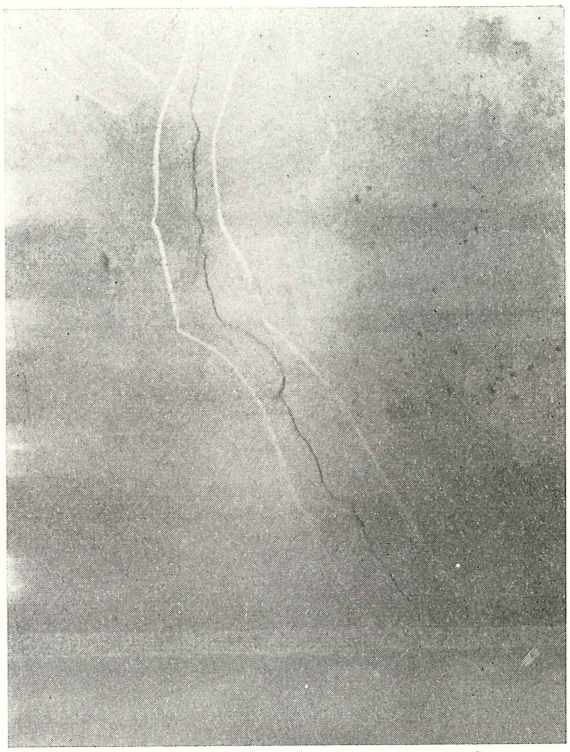


Figura 9.

Se dispusieron los siguientes aparatos de medida:

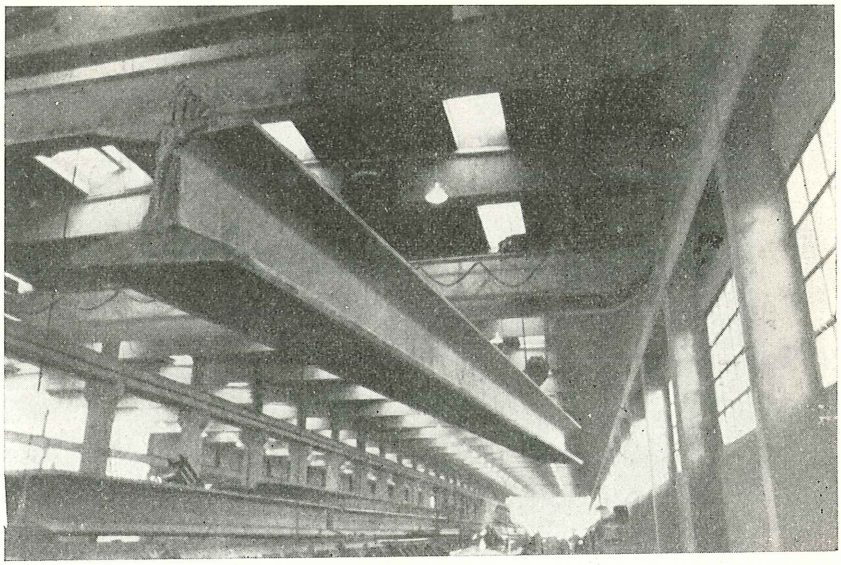
— Diez flexímetros distribuidos en los quintos de la luz, por parejas.

— Comparadores en apoyos, con el fin de observar los descensos del neopreno.

— Comparadores para medir eventuales deslizamientos de cables.

— Puente electrónico con capacidad para 10 bandas, que se distribuyeron para medir deformaciones unitarias en zonas de momento flector máximo y zonas de apoyo.

Figura 10.



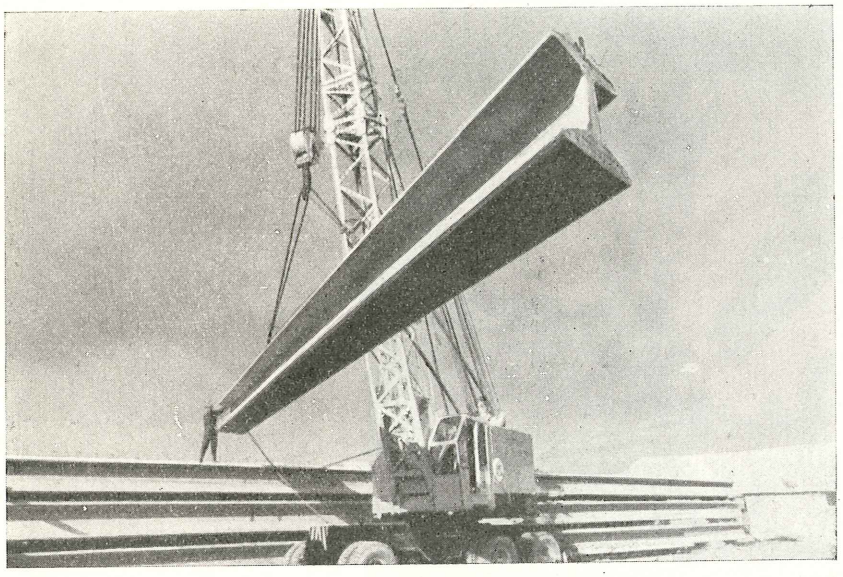


Figura 11.

Figura 12.



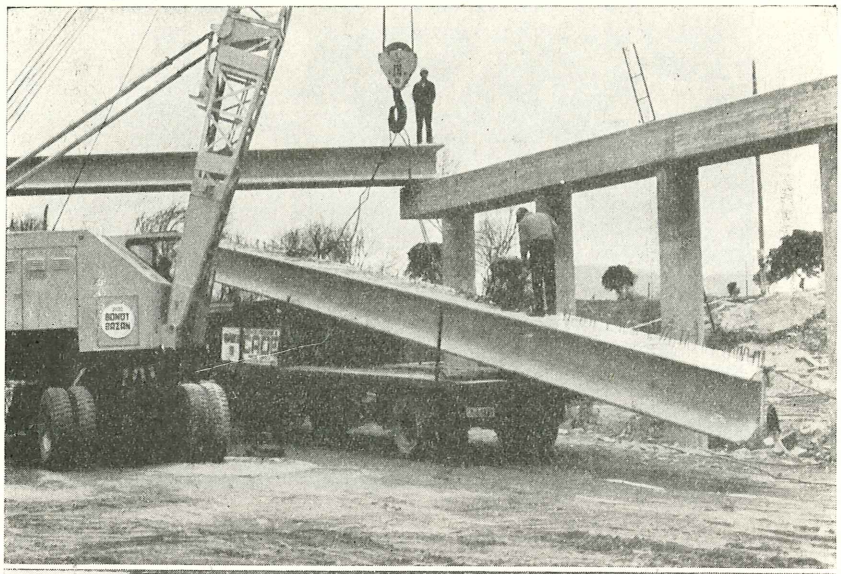


Figura 13.

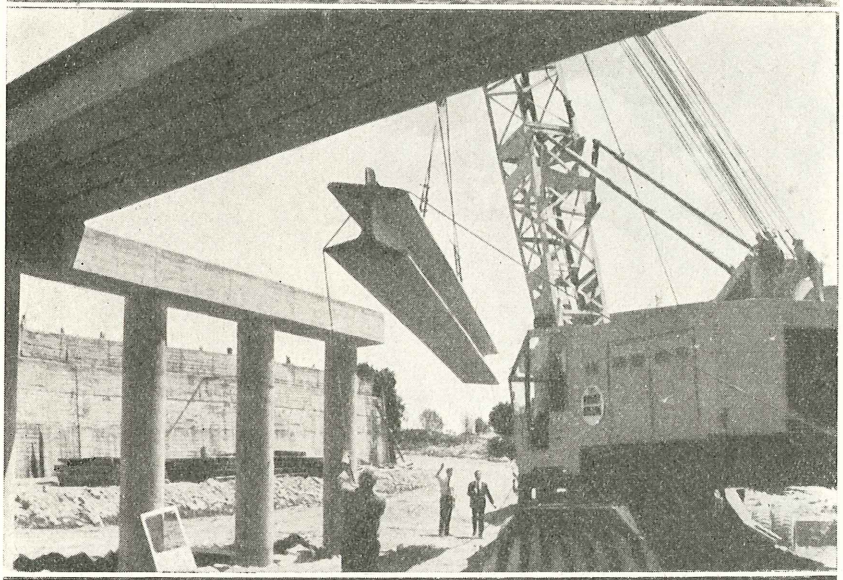


Figura 14.

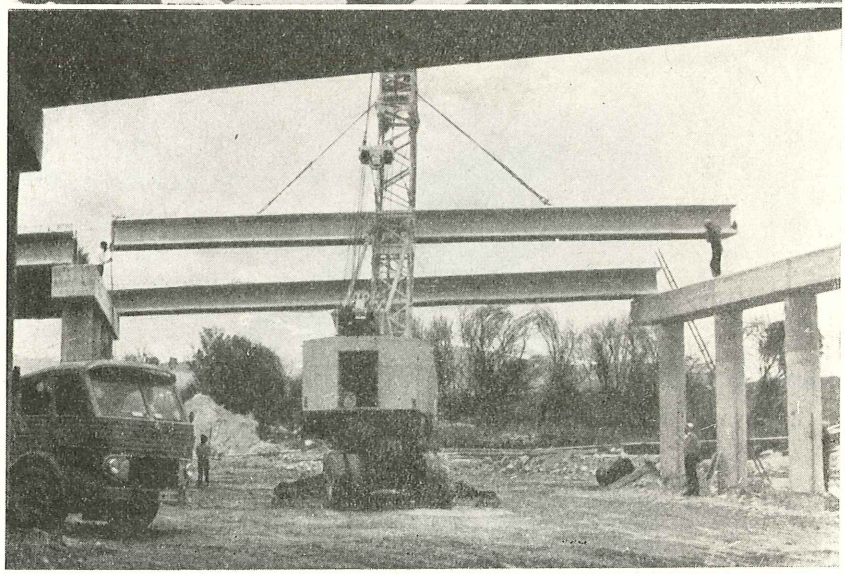


Figura 15.

Se estudió la distribución de cargas puntuales sobre la pieza, con el fin de reproducir las leyes de momentos flectores y esfuerzos cortantes de cálculo, estableciéndose un proceso de carga en 10 escalones.

La pieza se cargó en dos escalones, hasta servicio, descargándose a continuación, con el fin de medir su recuperación. Acto seguido, y con los criterios pertinentes en cuanto a estabilización de deformaciones en cada escalón, se procedió a efectuar la carga, hasta fisuración prevista, en tres escalones. Alcanzado este estado, se prosiguió el proceso de carga con objeto de llegar a rotura, la cual no se pudo alcanzar por agotarse la carrera de los gatos. En este último estado, la pieza acusaba en el centro flechas del orden de los 18 cm, y al levantar los gatos, la pieza recuperó del orden de los 13 cm.

Los resultados del ensayo fueron realmente de gran exactitud frente a las hipótesis de cálculo, en cuanto a flechas y fisuración.

— La pieza acusó flechas, en cada escalón, coincidentes a las de cálculo con un módulo de elasticidad de 240.000 Kg/cm^2.

— La fisuración se produjo al pasar al escalón siguiente al previsto, con un coeficiente de seguridad total, de 1,78, frente a servicio.

— La rotura de la pieza, prevista con coeficiente de seguridad 2,41 frente a servicio, no se alcanzó ni en el escalón que suponía seguridad 3,13 frente al citado momento.

— La recuperación de la pieza, fue, frente a la situación de servicio, del 88 por 100.

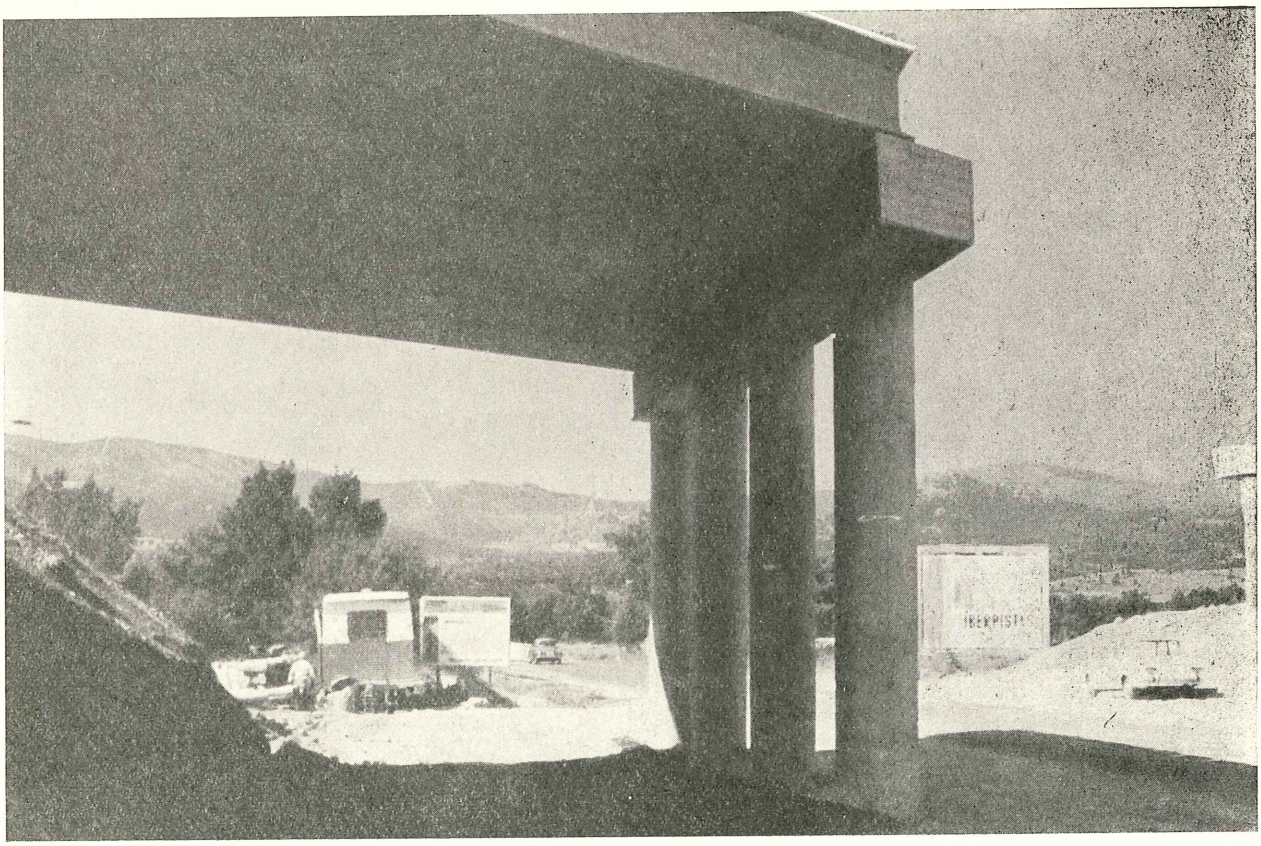


Figura 16.

En las figuras adjuntas, números 5, 6 y 7 pueden observarse algunos de los resultados del ensayo.

Las figuras 8 y 9, muestran un detalle de las fisuras, que, dado que la pieza se encontraba armada con cable de 7 ∅ 3, según se observa en la figura 7, se repartieron a distancias aproximadamente igual al canto de la pieza.

El comportamiento de los cables de 7 ∅ 3 como armadura pretensada anclada por adherencia, según se dedujo del ensayo, fue excelente, no acusando el comparador desplazamiento alguno entre pieza y cable. No obstante, la pieza se encontraba zunchada reforzándose la armadura de estribos en cabeza inferior, en la zona del anclaje.

4. REALIZACIONES

En las figuras 10 a 16, se incluyen diversas fotografías relativas al transporte y montaje de piezas de esta colección. Asimismo puede observarse el efecto de un tablero ya montado, por su cara inferior.

591 - 0 - 19

Informe general sobre el Tema IV

realizaciones

II PARTE

J. SOLER

El número y calidad de las comunicaciones presentadas en esta sesión, muestra cómo hemos llegado a un empleo masivo del hormigón pretensado en nuestras grandes obras de fábrica.

No es el momento de considerar las circunstancias que han impuesto, en todos los países, la técnica del pretensado, pero sí merece la pena comentar las causas por las que, en el nuestro, lo ha hecho arrolladoramente en los últimos años.

Sus ventajas siempre fueron conocidas, su técnica era de importación para algunos, mientras otros pocos trataban tesoneramente de imponer una técnica autárquica, pero el resultado era un desarrollo lento.

Puede que la explotación comercial de las patentes sobre pretensado no fuese muy buena, aunque ello no resultara determinante.

Hoy, sin embargo, sus ventajas parecen más decisivas y el desarrollo se acelera hasta el punto que, de hormigón pretensado, son hoy la gran mayoría de las obras de luces medias y grandes.

La calidad y diversidad de los cementos, aceros, sistemas de tesado, medios de puesta en obra y medios de cálculo lo han permitido, pero de todas formas, cabría pararse a considerar si esta afirmación es cierta o si está más cerca de la verdad la afirmación inversa. Esto es, que el desarrollo de la economía española con la consiguiente demanda de más y mayores obras, hoy rentables y a nuestro alcance, sea la principal causa del florecimiento de la técnica que ha de servirlo.

El desarrollo de los puentes de grandes luces de hormigón pretensado, en contraposición a los pequeños tramos de vigas isostáticas, no va a depender de que los contratistas adquieran encofrados deslizantes para hacer voladizos sucesivos o puentes de lanzamiento de determinada capacidad. Probablemente haremos grandes puentes, y ya los hacemos cuando nos dejan, si resulta rentable para nuestra economía, cruzar por donde el río es más ancho para que sea más corto el camino.

De todas formas, es indudable que la posesión de determinados medios de puesta en obra por algún contratista, puede llevarlo a repetir indefinidamente tipos de puentes al alcance de sus medios y a otros a imitarle y, por tanto, hay un deber de los organismos de la administración y de los proyectistas de mantener el progreso, proyectando obras que supongan de vez en cuando un salto adelante.

Por otra parte es tan grande el número de circunstancias condicionantes que influyen en la elección del tipo de obra adecuado a cada caso que, de el desarrollo de esta técnica, cabe esperar no una tendencia hacia un tipo de estructuras determinado, sino la mayor diversificación.

Habrá más vigas pequeñas que medianas y más de éstas que casos singulares con puentes de gran luz.

Parece evidente que en el momento actual la prefabricación industrial y colocación con grúas se aplica, cada vez más, a las vigas de luces inferiores a 25 m y la prefabricación en talleres de obra con lanzamiento para las luces menores de 50 m. Para las luces mayores se encuentran soluciones con cimbras, voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas o in situ y otros que se irán desarrollando.

A pesar de todo, seguirán en competencia los puentes no industrializados y moldeados in situ.

El señor Fernández Casado ya nos indicó las principales tendencias de la construcción en hormigón pretensado.

De los trabajos expuestos hoy, puede decirse que una de las más importantes para las obras hormigonadas in situ, es la *simplificación de forma* que se impone a casi todas las demás consideraciones.

La poca repetición del encofrado, la dificultad de encontrar buenos carpinteros y de poderles pagar, y la tendencia a sustituir las tablas por paneles metálicos o contrachapados nos lleva a formas muy simples: en una o varias tes adosadas para los tramos apoyados y formas en cajón rectangulares o trapeciales para las vigas continuas.

Esto resulta fundamental en los puentes construidos por dovelas hormigonadas in situ sobre encofrados deslizantes, donde no pueden hacerse variar demasiadas dimensiones sin complicar los encofrados excesivamente. Sólo el canto y el espesor de la losa inferior del cajón suelen hacerse variables, presentando muchas ventajas, en este caso, la solución de cajón rectangular sobre la trapecial.

Si las dovelas son prefabricadas, de todas formas hay que encofrar las dovelas en su área de prefabricación y la tendencia, aunque menos acusada, será la misma.

La simplificación de forma conduce también para pequeñas luces, en competencia con las vigas prefabricadas, a soluciones en losa aligerada o huyendo del elevado coste de los aligeramientos, a losas nervadas de formas trapeciales simples y, a ser posible, sin elementos de arriostramiento o bien a las losas macizas.

Otra de las tendencias es precisamente esa supresión de los elementos de arriostramiento, pues en muchos casos las cargas resultantes sobre los nervios no son mucho mayores eliminándolos y se simplifican mucho los encofrados sobre todo en los puentes oblicuos. Puede suponerse que en muchos casos se disponían por facilidad de cálculo del reparto transversal por lo que, en el estado actual del cálculo electrónico, eso no puede ser decisivo.

Todo ello conduce a un diseño de las obras completamente distinto del que se imponía hace unos pocos años de tratar de encontrar secciones con el máximo rendimiento mecánico, a costa de las mayores complicaciones del encofrado. Hoy este criterio sólo resulta válido en el caso de los elementos prefabricados, donde la disminución de peso puede hacer una solución compatible con los medios de colocación y transporte que po-

see determinado contratista y en el caso de las luces grandes donde los pesos propios pueden ser más importantes que las sobrecargas y las secciones estrictas resulten más económicas o al menos aumenten las posibilidades límites de utilización.

Hemos visto en varias de las ponencias como, hasta en caso de industrialización completa como las vigas en doble T de los aparcamientos, las formas se simplifican cada vez más.

En otras realizaciones, como las del señor Fisac, la forma no resulta de necesidades puramente mecánicas o servidumbres del proceso de fabricación, sino de otras de tipo estético y funcional en una búsqueda de formas inherentes al hormigón como material moldeable sin complejos o atavismos relacionados con su origen como moldeado en cajones hechos con tablas de madera.

Hemos podido admirar las proyecciones y escuchar las descripciones de magníficas obras de ingeniería en las que la nota más característica es precisamente la diversidad de soluciones ingeniosas y técnicamente interesantes, donde las obras resultan bellas en cuanto son funcionales aunque se notan algunos esfuerzos por encontrar soluciones estéticas. En este último camino es donde cabe una mayor preocupación de los proyectistas, sobre todo pensando en la gran cantidad de viaductos urbanos con los que vamos a llenar nuestras ciudades.

Sobre los puentes de vigas, varios fabricantes han descrito las series de modelos estandarizados que han preparado y lanzado al mercado que, como decíamos antes, casi siempre se colocan con grúa.

Para los puentes de luces medias los proyectos están tremendamente condicionados por las características particulares de cada obra: Capacidad de los medios disponibles de puesta en obra y transporte, accesos, áreas de trabajo utilizables y dificultades propias del río, canal, carretera o ferrocarril que hay que salvar. En general puede afirmarse que la tendencia es realizar piezas tan grandes como sea posible colocar y a reducir al mínimo las partes no prefabricadas, ya que, en una obra muy industrializada, no resulta rentable emplear elementos poco industrializados siendo preferible resolver problemas complicados en el taller que otros sencillos en obra.

En este aspecto, cabe indicar que la ejecución de forjados hormigonados in situ sobre nervios prefabricados sólo parece resultar interesante cuando los medios de puesta en obra no permiten la colocación de una viga cuya cabeza sea ya el forjado o al menos una parte del espesor del mismo.

Cuando puede evitarse el lanzamiento y reducir el movimiento de una viga a un desplazamiento transversal con ligeros movimientos transversales no se encuentra ya ninguna dificultad en desplazar cargas de 100 y de 200 toneladas.

El puente de la Avenida de Castilla, sobre el nuevo cauce del río Turia, es un ejemplo típico de lo que afirmamos. La posibilidad de reducir los movimientos a sólo un ripado, combinado con un plazo de ejecución apremiante, aconsejaron reducir el número de vigas y simplificar su forma sin miedo a su peso, llegando a las 180 toneladas por viga. Si el puente se hubiese hecho sobre un cauce con agua y hubiese sido necesario lanzarlas, las conclusiones hubieran sido, con seguridad, distintas.

Además de la exposición de obras y medios de ejecución, hemos tenido la suerte de escuchar una magnífica disertación del señor Páez sobre problemas técnicos de pérdidas de tensión en los cables por rozamiento y relajación que pueden alcanzar, si no se toman las precauciones y controles necesarios, valores muy superiores a los tomados usualmente en los cálculos.

discurso de clausura pronunciado por el presidente de la AEHP, señor Cassinello

De acuerdo con el programa previsto, el Vicepresidente de esta Asociación Nacional del Hormigón Pretensado J. A. Torroja debía hacer ahora un resumen general de esta Asamblea. Pero una inoportuna piedra en su riñón le ha obligado a quedarse en Madrid, y nuestro eficaz secretario se ha empeñado en que yo era el indicado para sustituirle.

Por eso yo, obediente, con mucho gusto he aceptado esta oportunidad para, en primer lugar, hacer votos por el pronto restablecimiento de tan buen amigo de todos y, en segundo lugar, para poder dirigirme de nuevo a todos los asambleístas y animarles a seguir por el camino emprendido del continuo progreso que les conducirá, sin duda, a obtener un beneficio inmediato de sus propias economías, a la par que sentirán la enorme satisfacción de haber contribuido con su esfuerzo personal a alcanzar un mundo mejor.

Comprenderán que si en mis anteriores intervenciones en esta Asamblea no les dije nada nuevo, ahora menos aún podré hacerlo ya que el papel que se me ha asignado es el de resumir lo que ya dijeron otros.

El tema no es muy divertido, pero en vista de que no tengo más remedio que hacerlo trataré de presentar este resumen desde tres puntos de vista totalmente distintos:

Primero, como técnico, en números.

En segundo lugar, como presidente, en agradecimientos.

Y en tercer lugar, como arquitecto, un poco artista y poeta, en piropos.

* * *

En números, el resumen de esta VI Asamblea no puede ser más elocuente. Nos hemos reunido más de 380 asambleístas ¡el 50 por 100 de los socios!... y se han presentado nada menos que 40 comunicaciones, con miles de diapositivas y 5 películas. Veinte expositores han montado sus patentes, sus productos y sus obras en el salón de arriba. Y siguiendo en números, tengo que reconocer que me ha sido imposible contar el número de puentes, de edificios, de m^2 de forjado, de m^3 de hormigón, de toneladas de cemento o de kilómetros de armaduras y cables. Pero creo que todos nos vamos convencidos de que

en estos últimos años las realizaciones han sido muchas y que, efectivamente, el hormigón pretensado ha alcanzado la mayoría de edad. El resumen en números es, pues, mucho más optimista que el que habíamos previsto y, hasta tal punto, que la publicación de todos los trabajos va a constituir un voluminoso número especial de nuestra Revista.

* * *

En segundo lugar, como presidente, no tengo más remedio que reconocer mi enorme satisfacción por la alta calidad de casi todos los trabajos presentados. Unos, por su gran profundidad científica; otros, por el alarde técnico de sus métodos y soluciones constructivas; otros, no sólo por su contenido, sino también por la amenidad y desparpajo de sus formas de exposición; otros, por la nueva plástica de sus formas arquitectónicas; otros, por la novedad del producto lanzado al mercado, y, en general, todos ellos, por este hablar claro, sin tapujos y para que todos nos entendamos.

Los sabios han lucido su erudición y su ciencia; los proyectistas, su habilidad de diseño; los constructores su tesón y su ingenio; los industriales su continuo esfuerzo de superación; las casas comerciales, la bondad de sus nuevos productos... por ello, vaya para todos ellos mi más sincera y calurosa felicitación, ya que gracias a todos los ponentes nos vamos todos satisfechos de haber aprendido algo todos de todos.

Al resto de los asistentes, no ponentes, va mi segunda felicitación porque con el calor de su presencia y el halago de sus aplausos, han contribuido de forma eficaz a crear y mantener el ambiente de amistad y entusiasmo que han presidido todos los actos.

Y en tercer lugar, por orden de exposición, pero en el primerísimo por derecho propio, quiero felicitar no sólo en mi nombre, sino en el de toda la Comisión Organizadora y de todos los asistentes, a las autoridades e industriales de Valencia, ya que gracias a ellos esta VI Asamblea ha podido celebrarse en esta encantadora tierra, en la que hemos vivido unos días entrañables de recuerdo imborrable.

Y como cierre de felicitaciones, vaya también mi agradecimiento a los expositores, que no han regateado esfuerzos para montar esa exposición que ustedes pueden seguir viendo esta tarde.

Y ya para terminar, desde el tercer punto de vista, como arquitecto quisiera poder hacer un resumen poético. Pero mi mujer es un poco celosilla y no me deja tratarme con las musas y, sin ellas, puede que este resumen final me salga un poco prosaico. No obstante quiero intentarlo, empezando por agradecer la abundante presencia femenina en esta Asamblea, ya que ellas han puesto su nota alegre, colorista y delicada, dándole un profundo sentido humano y social a estas reuniones, de por sí demasiado áridas y secas pese al mucho entusiasmo que pongamos en sus temas.

Ellas y Valencia han sido la atracción de nuestros días de Asamblea. Porque vinimos con la ilusión de ver los muchos ojos de sus puentes, y la verdad es que nos gustó mucho más contemplar los ojos de sus mujeres. Porque vinimos pensando en las luces cada vez mayores de las vigas pretensadas, y nos encandiló la luz valenciana de su mar y de su cielo. Porque vinimos inquietos por tener que abandonar nuestras casas, y nos encontramos aquí un ambiente familiar, como si fuese nuestro propio hogar. Y así, junto al disfrute de tus más famosos frutos: paellas, flores, naranjas... vivimos aquí, en Valencia, unos días de Asamblea ejemplar. Gracias a todos y, sobre todo, a vosotras: mujer y Valencia.

conozca otras revistas del I. E. T. c. c.

INDICE DE LOS ULTIMOS NUMEROS DE:

Informes de la Construcción. Núm. 218

Residencia universitaria, en Oxford (Inglaterra); por Powel and Moya, arquitectos.

Laboratorio de electrónica en la Facultad de Ciencias de París, Francia; por A. Bruyere, arquitecto.

Biblioteca en la Universidad de Basilea, Suiza; por O. H. Seen, arquitecto.

Colegio, en Andújar (España); por L. Laorga, arquitecto.

Central térmica de Puente Nuevo, España; por E. Sánchez Conde, Dr. Ingeniero de Caminos.

Cálculo racional de firmes flexibles; por K. Kucera, doctor diplomado ingeniero.

La construcción del edificio para "La Unión y El Fénix Español", en Madrid (España); por L. Gutiérrez Soto, arquitecto.

Informes de la Construcción. Núm. 219

La casa de la edificación, en Dax (Francia); por Aquitaine, arquitectos asociados.

Hotel "Nagoya Castle", Japón; por Takenaka Komuten.

Centro parroquial católico, en Renens (Suiza); por P. Dumas, arquitecto.

Clínica odontológica, en California (U.S.A.); por N. Smith, arquitecto.

Colegio mayor universitario "Siao Sin", en Madrid (España); por J. de Haro, arquitecto.

Edificios Colgados; por R. Buzón y P. J. Blanco.

Los cambios de temperatura en los revestimientos epoxi. II; por M. Fernández Cánovas, doctor ingeniero de construcción.

Central térmica de Puente Nuevo, España. II; por E. Sánchez Conde, ingeniero de Caminos.

Informes de la Construcción. Núm. 220

Dos hoteles, en Almería: "Gran Hotel Almería" y "Alcazaba Gran Hotel", España; por F. Cassinello, doctor arquitecto.

Assembly Hall de la Universidad de Illinois, U.S.A.; por Harrison and Abramovitz, arquitectos.

Taller de SGS, en Wasserburg (Alemania); por P. C. von Seidlein, diplomado ingeniero arquitecto.

Edificio Longman, en Harlow (Inglaterra); por Frederick Gibberd and Partners, arquitectos.

Acueducto de Sevilla; por C. Fernández Casado, doctor ingeniero de Caminos.

Materiales de Construcción. Ultimos Avances. Núm. 135

Quintos Coloquios de Directores y Técnicos de Fábricas de Cemento; por F. Soria, doctor en química industrial.

Resultados de las mediciones de polvo en hornos de cemento; por G. Funke y H. A. Fischers.

Espectrometría de infrarrojo, una técnica de estudio en la química de los cementos; por T. Vázquez Moreno, licenciado en ciencias químicas.

Los Simposios Internacionales sobre Química del Cemento; por el doctor J. Calleja.

Ensayo de hormigones endurecidos de cemento portland mediante microscopia; por J. M. Fernández París, profesor ingeniero técnico y C. F. Baquedano Coll, profesor ingeniero civil (Perú).

Lo que se exige al hormigón preparado con respecto a su transporte, colocación y compactado; por R. Weber.

Materiales de Construcción. Ultimos Avances. Núm. 136

Nuevo método para el cálculo de hornos rotatorios de cemento; por W. J. Ssatarin y A. S. Kisselhoff.

Estudio de la meteorización de los cementos por espectroscopia infrarroja; por P. García de Paredes, licenciado en ciencias químicas; J. Calleja, doctor en ciencias químicas; T. Vázquez y J. L. Cebrián, licenciados en ciencias químicas.

Lo que debe saber un ingeniero sobre la naturaleza de las adiciones o aditivos; por Sandor Popovics.

Estado actual de los estudios sobre aditivos para hormigón en España (I.E.T.c.c.); por el doctor J. Calleja.

Hormigón ligero de Styropor; por F. Hohwiller y K. Köhling, ingenieros de construcción.

El examen de la resistencia del hormigón en la construcción; por K. Wesche, profesor doctor ingeniero.

Materiales de Construcción. Ultimos Avances. Núm. 137

Reconocimiento y eliminación de defectos de moldeo en la industria ladrillera; por C. Schlinkert, ingeniero jefe.

Una aproximación empírica para calcular la capacidad de los hornos; por D. H. Gieskieng.

Determinación de las proporciones de escoria y cemento o cal en una mezcla de estos materiales; por F. S. Fulton.

Un estudio de las causas del cambio de volumen de la pasta de cemento; por K. Chujo y M. Kondo.

Sobre los métodos para el estudio de la durabilidad de los conglomerados hidráulicos; por J. Calleja y P. García de Paredes.

Nuevos resultados y recientes estudios sobre la fluencia del hormigón; por R. L'Hermite y M. Mamillan.

Cálculo previo de la resistencia a la compresión del hormigón a través de la resistencia a la compresión del mortero normalizado de cemento, según DIN 1 164 E (método de ensayo ISO); por Gerd Wischers.

Hormigón ligero de Styropor (continuación); por F. Hohwiller y K. Köhling, ingenieros de construcción.

Solicite estas revistas del INSTITUTO EDUARDO TORROJA a su librero habitual, de acuerdo con las tarifas siguientes de suscripción anual:

	Informes de la Construcción (10 números)		Materiales de Construcción Ultimos Avances (4 números)	
	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)
	Pesetas	$	Pesetas	$
Suscriptor	500	10.00	300	6.00
Socio adherido (2)	—	—	250	5.00
Número suelto	60	1.80	100	2.00
Número extraordinario	75	2.25	(variable)	(variable)
Número 137, extraordinario doble	150	3.00	—	—

(1) En los precios del extranjero se incluyen los costos de los envíos (por correo marítimo o terrestre), así como los gastos financieros y los debidos a licencias de exportación.

(2) Socio adherido del I.E.T.c.c.: Categoría preferente de suscriptor, que mediante el pago de 700 pesetas ó 15 dólares anuales, tiene derecho a:

— Recibir los diez números de la revista *Informes de la Construcción,* así como las ocho monografías que se publiquen durante el año.

— Comprar los libros que edite el Instituto con un descuento del 25 por 100, siempre que los pedidos se efectúen directamente a este Centro.

— Precios especiales en las demás suscripciones y otros servicios del I.E.T.

— Presentar comunicaciones al Instituto.

— Preferencia en los actos, conferencias o cursillos que puedan efectuarse con asistencia limitada.

OS PROTECTORES DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA 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 s Miembros de nuestra Asociación que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente úmero de la Revista, figuran inscritos en la nueva categoría de **"Socio Protector"**, los que a continuación 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.
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A. — P.º de Pereda, 32. Santander.
PACADAR, S. A. — Castelló, 48. Madrid-1.
PREFABRICACION 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.
S.A.E. BBR. — Rosellón, 229. Barcelona-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.

s miembros correspondientes del Instituto rdo Torroja de la Construcción y del Cemento

En la sesión del Consejo Técnico Administrativo de este Instituto Eduardo Torroja, celebrada el día de abril del presente año 1970, se trató sobre los deseos de estrechar los lazos de unión con el I.E.T.c.c., presados por el Departamento Técnico y Laboratorios de Aprovence, Caracas.

En este sentido, el Consejo hizo constar el especial interés y cariño con que acoge los deseos de dio Departamento en la seguridad del positivo beneficio que reportará toda acción encaminada a fortacer las relaciones entre ambas instituciones.

En consecuencia, y por unanimidad, se tomó el acuerdo de conceder al Departamento citado, a todos s efectos de colaboración a que pueda dar lugar, el título de miembro correspondiente del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

stituciones miembros correspondientes del Instituto rdo Torroja de la Construcción y del Cemento

a Pontificia Universidad Católica de Chile.
a Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Calí (Colombia).
Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca (Repúica Argentina).
a Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
a Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela.
a Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).
a Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).
Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo Iruguay).
Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires.
Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia.
Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco, México.
Departamento Técnico y Laboratorios de Aprovence, Caracas.