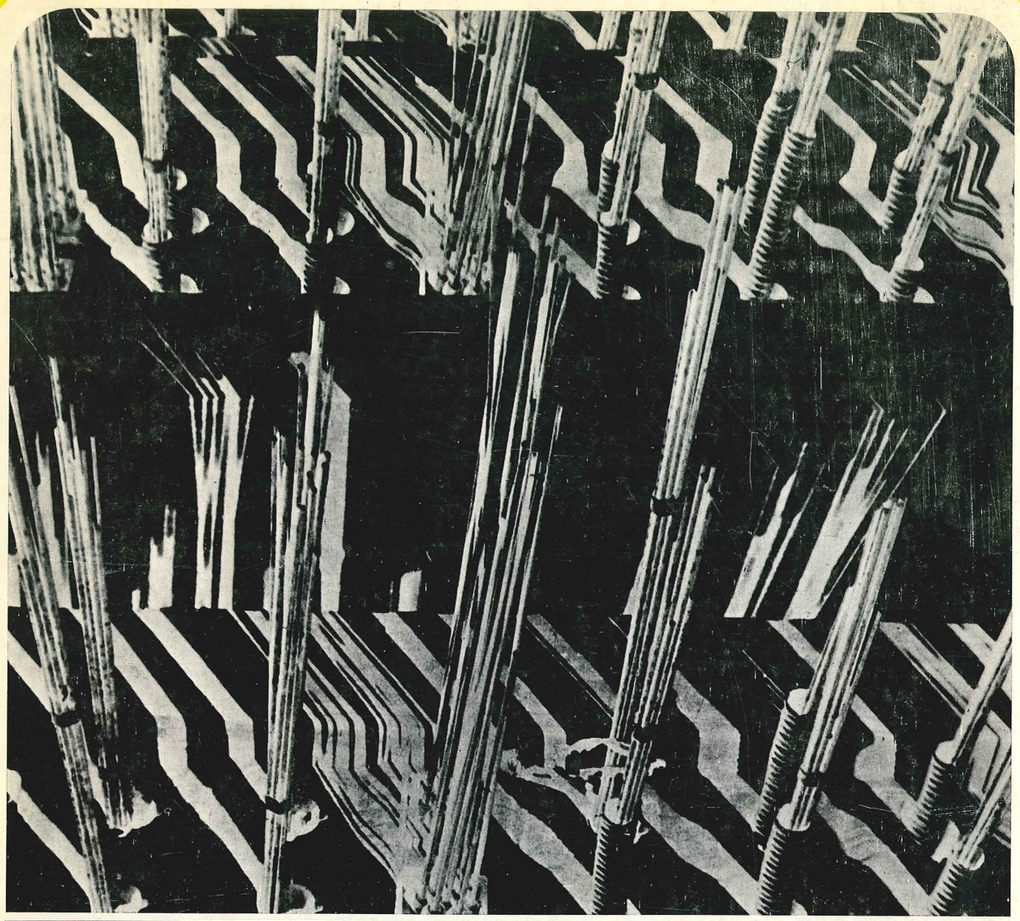
aep

asociación técnica
española del pretensado

hormigón y acero n.º 119-120

4036



VIII ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO. EN CANARIAS DEL 3 AL 8 DE NOVIEMBRE DE 1975.

ASOCIACION
TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO

OSTILLARES - CHAMARTIN
MADRID - 33

HORMIGON
Nº 119-120 y acero

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

hormigón y acero

n.º 119-120

2.º y 3.er trimestre 1976

asociación técnica española del pretensado

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

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

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

PROES
ingenieros consultores

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

Depósito legal: M. 853 - 1958.
ANDIPE - Imprenta - Fuenlabrada. Teléfono 433 28 06. — Madrid.

cemco 76

Curso de Estudios Mayores de la Construcción

Patología de la Construcción

El día 11 de junio tuvo lugar, en el Instituto Eduardo Torroja, el acto de clausura del Curso de Estudios Mayores de la Construcción, CEMCO-76.

El tema principal de este curso estuvo dedicado a la «Patología de la construcción», con cuatro grandes ciclos: «Patología de los materiales de construcción», «Patología de las estructuras», «Patología de la obra menor» y «Patología de la habitabilidad». En dichos ciclos se han impartido, respectivamente, 82, 119, 22 y 25 clases teóricas y prácticas, lo que totalizan 248 horas de clase.

Se han realizado visitas a obras y centros de interés por toda la zona de Madrid y su provincia, abarcando diversos sistemas de industrialización y prefabricación, obras de edificios singulares, obras de puentes en autopistas, visita a laboratorios de investigación, etc. Asimismo se han realizado dos viajes de estudios por Cataluña y Andalucía, destacando en el primero la visita a los polígonos de viviendas industrializadas, talleres de la firma BBR de pretensado, obras de la autopista del Ebro, sin olvidar la faceta artística consistente en la «cita» con Gaudí, barrio gótico de Barcelona, y museo de Dalí.

En el viaje de Andalucía se visitó la planta de prefabricados de Dragados y Construcciones en Huelva; autopista Sevilla-Cádiz; los complejos hidroeléctricos de Sevillana de Electricidad en Málaga; la cubierta hinchable del Palacio de Hielo de Sevilla; las láminas de Torroja en las bodegas de González Byass en Jerez, y gran parte de las bellezas artísticas de esta región.

Los participantes del CEMCO-76 han realizado estadías en centros o empresas privadas de su interés, con el fin de completar, con una visión más real, los conocimientos adquiridos durante el mismo.

Así terminó un curso más de CEMCO, que contó con 22 participantes, todos ellos graduados en Ingeniería Civil o en Arquitectura, procedentes de 11 diferentes nacionalidades.

hormigón y acero número 119-120

indice

Páginas

Informe general sobre la VIII Asamblea Técnica Nacional de la A. T. E. P. 1
— Rapport général sur la VIIIe Assamblée Technique Nationale de la l'A. T. E. P.
— General report on the VIII A.T.E.P. National Technical Assembly
R. Piñeiro.

Palabras del Director de la Escuela de Arquitectura Técnica de La Laguna 15
— Paroles du Directeur de l'Ecole d'Architecture Technique de La Laguna.
— Words by the Director of the College of Technical Architecture at La Laguna.
Melchor Ruiz-Benítez de Lugo y Zárate.

Discurso inaugural 17
— Discours inaugural.
— Opening speech.
J. A. Torroja.

457-0-54 **Clases de comportamiento. Clasificación que modifica la propuesta por el C. E. B. y reduce a tres el número de clases** 19
— Classes de comportement. Classement qui modifie la proposition du C. E. B. et qui réduit à trois le nombre de classes.
— Behaviour classes. Classification that modifies the C.E.B. proposition and that reduces the number of classes to three.
V. Solana.

685-1-1 **Cementos puzolánicos en hormigón pretensado** 31
— Ciments pouzzolaniques dans le béton précontraint.
— Pozzolanic cements in prestressed concrete.
F. Soria Santamaría.

457-0-55 **La influencia de los esfuerzos previos de compresión sobre la resistencia a tracción del hormigón** 39
— L'influence des efforts préalables de compression sur la résistance à la traction du béton.
— The influence of the previous compression stresses.
J. Calavera, E. González Valle y G. González Isabel.

457-8-24 **Algunos ensayos de fragilización por hidrógeno sobre alambres para pretensado** 43
— Quelques essais de fragilisation par hydrogène sur des fils pour précontrainte.
— Some essays on fragilisation through hydrogen on wire for prestressed.
P. Estellés Planells.

591-8-25 **Introducción de Normas de Control de Calidad en piezas pesadas prefabricadas** 55
— Introduction de normes de contrôle de qualité dans les pièces lourdes préfabriquées.
— Introduction of Quality Control Regulations in heavy prefabricated pieces.
J. Alonso Gómez.

457-8-25 **Ensayos de corte en la superficie de contacto entre hormigones de piezas prefabricadas y hormigones vertidos in situ** 63
— Essais de coupe sur la surface de contact entre les bétons de pièces préfabriquées et les bétons coulés in situ.
— Cut tests on the contact surface between the prefabricated concrete pieces and the cast in situ concretes.
J. Calavera, E. González Valle, A. Delibes y J. M. Izquierdo.

685-0-8 **La industria del hormigón preparado y su actuación sobre la calidad del hormigón** 71
— L'industrie du béton préparé et son action sur la qualité du béton.
— The Readymix concrete industry and its affect on concrete quality.
F. J. Martínez Eulate.

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 SANTOJA, Antonio
MONEO, Mariano
MORENO TORRES, Juan
PIÑEIRO, Rafael
ROMERO, Rafael

Páginas

457-8-26 **Influencia que los distintos tipos de refrentado ejercen en el ensayo a compresión de probetas de hormigón** 75
— Influence que les différents types de réglage exercent sur l'essai à la compression des éprouvettes en béton.
— Influence that the different types of facing have on the concrete test pieces in the compression test.
A. Delibes y G. González Isabel.

457-1-4 **Cálculo de la fuerza de neutralización en secciones de hormigón.** 83
— Calcul de la force de neutralisation dans les sections du béton.
— Calculation of the neutralisation forces in the concrete sections.
J. Murcia Vela.

628-0-35 **Las normas UNE para armaduras de hormigón pretensado** 89
— Les normes UNE pour les armatures de béton précontraint.
— The UNE Regulations for the reinforcements of prestressed concrete.
F. Javier Jiménez Atienza.

457-8-27 **Método acelerado de ensayo de relajación** 97
— Méthode accélérée d'essai de relaxation.
— Accelerated method for the relaxation test.
S. Gálvez y Elices y Astiz.

591-3-8 **Investigación en curso sobre tuberías pretensadas** 107
— Recherche en cours sur les conduites précontraintes.
— On going research on prestressed pipe work.
M. Oliver Alemany.

457-8-28 **Recomendaciones para la recepción y utilización de los sistemas de tesado, anclajes y empalmes** 111
— Recommandations pour la réception et l'utilisation des systèmes de mise en tension, ancrages et assemblages.
— Recommendations for the reception and use of the systems of tensioning, anchorages and joints.
R. Cuvillo.

591-1-21 **Los proyectos de un gran almacén y de un edificio industrial** ... 119
— Les projets d'un grand magasin et d'un bâtiment industriel.
— The projects for a big department store and an industrial building.
J. J. Arenas de Pablo.

591-1-22 **Algunos casos especiales de aplicación del postesado al refuerzo y consolidación de estructuras de hormigón y otras** 135
— Quelques cas particuliers d'application de la postcontrainte au renforcement et consolidation de structures en béton et autres.
— Some special application cases of poststressed to the reinforcement and consolidation of structures of concrete and others.
C. Barredo de Valenzuela.

457-8-29 **Análisis probabilístico de resultados de ensayos de viguetas CIETAN** 149
— Analyse probabiliste des résultats d'essais de poutrelles CIETAN.
— Probabilistic analysis of test results on CIETAN beams.
V. Solana.

591-1-23 **Dos edificios pretensados en Madrid** 161
— Deux bâtiments en béton précontraint à Madrid.
— Tow prestressed buildings in Madrid.
L. Fernández Troyano.

591-1-24 **Losas planas postesadas** 173
— Des dalles planes postcontraintes.
— Plane poststressed slabs.
R. Gomis.

591-1-25 **Edificios singulares con vigas RUBIERA-PREFLEX** 181
— Des bâtiments singuliers avec des poutres RUBIERA-PREFLEX.
— Singular buildings with RUBIERA-PREFLEX.
C. Alvarez.

Páginas

591-2-94 **Ponencia relativa a los puentes construidos entre 1971 y 1975.** 189
— Rapport relatif aux ponts construits entre 1971 et 1975.
— Report on the bridges constructed between 1971 and 1975.
C. Fernández Casado.

591-2-95 **Viaductos de Orio y La Baells** 193
— Les viaducs d'Orio et La Baells.
— The Orio and La Baells viaducts.
J. Martinez Cólliga.

591-2-96 **Enlace de Reus en la autopista Barcelona-Tarragona** 197
— Raccordement de Reus sur l'autoroute Barcelone-Tarragone.
— Connection at Reus on the Barcelona-Tarragona highway.
J. Diamante Corbín.

591-2-97 **La autopista del Ebro: Descripción de dos puentes pretensados.** 207
— L'autoroute de l'Ebre: description de deux ponts précontraints.
— The Ebro highway: Description of two prestressed bridges.
J. Pujó Queralt.

591-2-98 **Viaductos de acceso al puente de Rande** 223
— Viaducs d'accès au pont de Rande.
— Access viaducts to the Rande bridge.
F. del Pozo Frutos.

591-2-99 **Viaducto del Carril** 237
— Viaduc du Carril.
— Viaduct of the Carril.
G. Ontañón Carrera.

591-2-100 **Puentes pórtico y tramos continuos** 243
— Ponts portique et tronçons continus.
— Rigid frame bridge and continous sections.
J. J. Arenas de Pablo.

591-2-101 **Ultimas realizaciones con vigas RUBIERA-PREFLEX** 271
— Dernières réalisations avec des poutres RUBIERA-PREFLEX.
— Latest works with RUBIERA-PREFLEX beams.
C. Alvarez.

591-2-102 **Consideraciones sobre los viaductos con tableros de vigas. Realizaciones y perspectivas para el futuro** 277
— Quelques considérations sur les viaducs avec des tabliers constitués par des poutres. Réalisations et perspectives pour le futur.
— Considerations on the viaducts with bridge decks of beams.
J. A. Llombart.

591-2-103 **Dos viaductos construidos por avance en voladizos sucesivos.** 289
— Deux viaducs construits par avancement en encorbellements successifs.
— Two viaducts constructed by advancing in successive corbels.
M. Juliá Vilardell.

591-2-104 **Puentes construidos por el Grupo Carlos Fernández Casado** ... 295
— Ponts construits par le Groupe Carlos Fernández Casado.
— Bridge constructed by the Carlos Fernández Casado Team.
J. Manterola Armisen.

591-2-105 **Acueductos de Campos del Río y de la Zarza en la provincia de Murcia** 303
— Aqueducs de Campos del Río et de la Zarza, dans la province de Murcie.
— Aqueducts of Campos del Río and of Zarza, in the Province of Murcia.
J. Herrera Fernández.

591-2-106 **Puente de Ascó sobre el río Ebro** 307
— Pont d'Ascó sur l'Ebre.
— The Ascó bridge across the Ebro river.
R. Chueca Edo.

Páginas

591-2-107 **Puente de Juanambú (Colombia)** 313
— Pont de Juanambú (Colombie).
— Bridge of Juanambú (Colombia).
J. M.ª de Villar Luengo.

591-2-108 **«Nou pont del diable». Puente sobre el río Llobregat en Martorell** 321
— «Nou pont del diable». Pont sur le Llobregat à Martorell.
— «Nou pont del diable». Bridge across the Llobregat at in Martorell.
J. A. Fernández Ordóñez, Julio Martínez Calzón y J. J. Pifarré Merola.

591-2-109 **El sistema 3E de prefabricación industrial de puentes** 335
— Le système 3E de préfabrication industrielle de ponts.
— The 3E industrial prefabrication system of bridges.
M. Aguiló, J. A. Fernández Ordóñez y J. Martínez Calzón.

591-2-110 **Nuevo puente de San Martín en Toledo** 341
- Nouveau pont de San Martín à Tolède.
— The new San Martín bridge in Toledo.
R. del Cuvillo.

591-2-111 **Puentes pretensados** 349
— Ponts précontraints.
— Prestressed bridges.
F. del Pozo Vindel.

591-2-112 **Algunas realizaciones** 361
— Quelques réalisations.
— Some works.
M. Moneo.

591-2-113 **Juntas de dilatación y apoyos en los puentes del Tordera. Las juntas Fel-Span** 375
— Joints de dilatation et appuis aux ponts du Tordera. Les joints Fel-Span.
— Expansion joints and supports in the bridges of the Tordera. The joints Fel-Span.
J. B. Ripoll.

591-9-32 **Grandes recintos de hormigón pretensado al serviico de la energía** 383
— Grandes enceintes en béton précontraint au service de l'energie.
— Great fields for prestressed concrete in the service of energy.
J. Ph. Fuzier.

591-9-33 **La problemática del pretensado en los edificios de contención de las centrales nucleares** 389
— Les problèmes de la précontrainte dans les bâtiments destinés aux centrales nucléaires.
— The problems of prestressed in the buildings designed for nuclear centrals.
A. Vives E.

591-2-114 **La sustitución de apoyos en el puente del Tordera (Gerona)** ... 411
— Le remplacement d'appuis au pont du Tordera (Gérone).
— The replacement of supports in the Tordera bridge.
J. B. Ripoll.

591-8.26 **Control en taller de vigas pretensadas** 417
— Contrôle à l'atelier des poutres précontraintes.
— Workshop control of preststressed beams.
J. A. López Jamar.

Palabras pronunciadas en la clausura de la VIII Asamblea de la A.T.E.P. en La Laguna (Tenerife) 429
— «Mots prononcés lors de la clôture de la VIIIe Assemblée de l'A. T. E. P. à La Laguna» (Ténériffe)
— «Words prononunced at the Closing Session of the VIII A.T.E.P. Assembly at La Laguna (Teneriff).
F. Arredondo y Verdú.

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

E S P A Ñ A

AEDIUM, S. A.—Basauri (Vizcaya).
AGROMAN, S. A.—Madrid
AGRUPACION HELMA-BOKA.—Cádiz.
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO.—Madrid.
ALBISA, S. A.—Algeciras (Málaga).
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO.—Barcelona.
ASTILLEROS Y TALLERES DEL NOROESTE, S. A.—El Ferrol del Caudillo.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S. A.—Barcelona.
AZMA, S. A.—Madrid.
BRYCSA, S. A.—Cornellá de Llobregat (Barcelona).
BUTSEMS, S. A.—Barcelona.
BUTSEMS, S. A.—Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.—Barcelona.
CASA GARGALLO, S. A.—Madrid.
CEMENTOS MOLINS, S. A.—Barcelona.
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC.—Barcelona.
CERAMICA RUBIERA.—Gijón (Oviedo).
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDICIOS, S. A.—Barcelona.
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A.—Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. BIBLIOTECA.—Sta. Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABORATORIOS.—Santa Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.—Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Málaga.
CONCRET INDUSTRIA Y TECNICA DE PREFABRICADOS, S. L.—Sistemas Cumbre. Barcelona.

CONSTRUCCIONES BIGAR, S. L.—Aranda de Duero (Burgos).
CONSTRUCCIONES COLOMINA, S. A.—Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S. A.—Madrid.
CONSTRUCCIONES LAGO LOUREIRO.—Vigo (Pontevedra).
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A.—Madrid.
CONTROLEX.—Alicante.
COTECOSA.—Bilbao.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A.—Barcelona.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A.—Madrid.
DIRECCION GENERAL FORTIFICACIONES Y OBRAS. MINISTERIO DEL EJERCITO.—Madrid.
ELABORADOS DE HORMIGON, S. A.—Burgos.
ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS (EEPSA).—Manresa (Barcelona).
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA (AUXINI).—Madrid.
EMPRESA BAGANT.—Castellón de la Plana.
ENAGA, S. A.—Madrid.
ESTEBAN ORBEGOZO, S. A.—Zumárraga (Guipúzcoa).
ESTUDIO PREST.—Barcelona.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A.—Madrid.
E. T. S. DE ARQUITECTURA.—Barcelona.
E. T. S. DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
EUROESTUDIOS, S. A.—Madrid.
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. FACOSA.—Madrid.
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS.—Valencia.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A.—Madrid.
FORJADOS DOL.—Esquivias (Toledo).
FORMO, S. A.—Barcelona.
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. MINISTERIO DE O. P.—Madrid.
GIJON E HIJOS, S. A.—Motril (Granada).
GOMHERSA.—Talavera de la Reina (Toledo).
HERRING LEVANTE, S. A.—Valencia.
HIDAQUE, S. A.—Granada.
HORMYCER, S. L.—Madrid.
HORSA, S. A.—Viladecans (Barcelona).
HUARTE Y CIA., S. A.—Madrid.
IBERDUERO, S. A.—Bilbao.
IBERDUERO, S. A. (CENTRO DE DOCUMENTACION).—Bilbao.
IBERING, S. A.—Barcelona.
IDASA, Ingeniería del Atlántico, S. A.—La Coruña.
INBADELCA, S. A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. VIGUETAS CASTILLA, S. A.—Sestao (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S. A.—Tarrasa (Barcelona).
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A.—Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO.—Madrid.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.—Almería.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.—Salamanca.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.—Valencia.
3.ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE CONSTRUCCION.—Bilbao.

5.ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS.—Barcelona.

JOSE MARIA ELOSEGUI CONSTRUCCIONES.—San Sebastián.

JULIAN ARUMI, S. L.—Vich (Barcelona).

JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA.—Almería.

JUNTA DEL PUERTO DE PASAJES.—Pasajes (Guipúzcoa).

LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.—Santa Cruz de Tenerife.

LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.—Madrid.

LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO.—Madrid.

LAING IBERICA, S. A.—Madrid.

LIBRERIA RUBIÑOS.—Madrid.

MAHEMA, S. A.—Granollers.

MATERIALES PRETENSADOS, S. A. (MATENSA).—Madrid.

MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A.—Madrid.

MATUBO, S. A.—Madrid.

MECANOGUMBA, S. A.—Mollet del Vallés (Barcelona).

OFICINA TECNICA JOSE COMESAÑA.—Vigo (Pontevedra).

OTEP INTERNACIONAL, S. A.—Madrid.

PIEZAS MOLDEADAS, S. A.—PIMOSA (Barcelona).

POSTELECTRICA, S. A.—Palencia.

POSTENSA, S. A.—Bilbao.

PRAINSA.—Zaragoza.

PREBETONG CANARIA, S. A.—Santa Cruz de Tenerife.

PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. (PREASA).—Vitoria.

PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S. A. (PRECESA).—León.

PREFABRICADOS DEL HORMIGON, S. A. CUPRE-SAPRE.—Valladolid.

PREFABRICADOS MAHER, S. A.—Santa Cruz de Tenerife.

PREFABRICADOS NAVARROS, S. A.—Olazagutia (Navarra).

PREFABRICADOS NOR-THOM, S. A.—Valladolid.

PREFABRICADOS POUSA, S. A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).

PREFABRICADOS STUB (MANRESANA DE COSTRUCCIONES, S. A.).—Martorell (Barcelona).

PRETENSADOS AEDIUM, S. L.—Pamplona.

PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. A. HORTE.—Valladolid.

PROTEC, S. L.—Gijón (Oviedo).

REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A.—Pinto (Madrid).

RENFE.—Madrid.

RUBIERA MAHER, S. A.—Las Palmas de Gran Canaria.

RUBIERA PREFLEX, S. A.—Gijón (Oviedo).

S. A. E. M.—Sevilla.

SAINCE.—Madrid.

SEAT.—Barcelona.

SENER, S. A.—Las Arenas (Vizcaya).

SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.

SIKA, S. A.—Madrid.

SOCIEDAD ANONIMA CIA. GRAL. DE ASFALTOS Y PORTLAND ASLAND.—Valencia.

SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.—Madrid.

SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.—Madrid.

SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS.—Valencia.

SOCIEDAD FRANCO ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, S. A. Erandio (Bilbao).

SUBDIRECCION GENERAL DE TECNOLOGIA.—Madrid.

SUCO, S. A.—Tarragona.

TEJERIAS «LA COVADONGA».—Muriedas de Camargo (Santander).

TENSYLAND, S. A.—Barcelona.

TEPSA.—Tarrasa (Barcelona).

TOSAM, S. L.—Segovia.

TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S. A. (TYPSA).—Madrid.

UNION MADERERA CACEREÑA, S. L.—Cáceres.

VALLEHERMOSO, S. A.—Madrid.

VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.—San Sebastián.

VIGAS REMARRO.—Motril (Granada).

VIGUETAS ASTURIAS, S. L.—Oviedo.

VIGUETAS BORONDO.—Madrid.

VIGUETAS FERROLAND, S. A.—Santa Coloma de Gramanet (Barcelona).

VIGUETAS ROSADO, S. A.—Cáceres.

EXTRANJERO

BIBLIOTECA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA. Universidad de Buenos Aires.—Argentina.

B. K. W. Z. «RUCH».—Warszawa (Polonia).

COMPANHIA PORTUGUESA DE ELECTRICIDADE. DCI.—Lisboa 3 (Portugal).

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

ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL.—Valparaíso (Chile).

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

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

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

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

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

NATIONAL REFERENCE LIBRARY OF SCIENCE AND AVENTION.—Londres (Inglaterra).

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

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

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

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

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

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

Informe General sobre la VIII Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.

R. PIÑEIRO
Vocal Secretario de la A. T. E. P.

En mi calidad de vocal secretario de la Asociación Técnica Española del Pretensado, me corresponde el grato deber de redactar un informe sobre lo que ha sido esta VIII Asamblea Técnica Nacional.

Como ya en anteriores números de nuestra Revista se han publicado una reseña de la Asamblea y unos breves comentarios de los actos celebrados, con el fin de no repetir lo anteriormente dicho, nos limitaremos a completar la referida información previa haciendo una detallada enumeración de las diferentes actividades desarrolladas y añadiendo algunos datos suplementarios de los que, a nuestro modo de ver, debe dejarse la necesaria constancia.

Después de un previo sondeo informal de opiniones entre los miembros de la Asociación, la Junta de Gobierno decidió iniciar las gestiones necesarias para estudiar las posibilidades de celebrar esta VIII Asamblea en Canarias. Hasta ahora, la A. T. E. P. no había organizado ningún acto en dichas islas, y se estimó que era conveniente acercarnos a ellas para dar a conocer, «in situ», las actividades de la Asociación, sembrar inquietudes y crear un ambiente propicio para la mejor difusión de nuestra técnica. La experiencia demuestra que el impacto que supone para una región cualquiera escuchar durante unos días hablar de las posibilidades que ofrece el pretensado, de las obras que con él se han realizado o están realizando, de los problemas que plantea su ejecución y la forma de resolverlos, sirve de acicate a los técnicos locales y les anima a introducirse en el campo de esta moderna técnica constructiva.

Bajo la dirección del entonces presidente de la A. T. E. P., Fernando Cassinello, se iniciaron los primeros contactos con el Vicerrector de la Universidad de La Laguna (Tenerife), don Antonio Gil Olcina, y tan afable y entusiasta fue la acogida que se nos dispensó, tantas fueron las facilidades que se nos ofrecieron, que desde un principio quedó patente el acierto que se había tenido al elegir Canarias como sede de estas reuniones, y que podíamos contar con todas las ayudas precisas para el desarrollo del programa previsto.

No vamos a entrar en el detalle de la marcha de las gestiones realizadas. Baste decir que constantemente se nos hacían nuevas ofertas de agasajos, excursiones, etc., tanto por parte de las autoridades y organismos locales como de las principales empresas radicadas en las islas. Hasta tal punto, que llegó el momento en que, muy a pesar nuestro, nos vimos obligados a rechazar nuevos ofrecimientos ante la imposibilidad de acoplarlos dentro de los seis días previstos para la duración de la Asamblea.

Después de lo dicho parece superfluo aclarar que la deuda de gratitud que hemos contraído con todos cuantos han colaborado en la organización y desarrollo de estas jornadas es tan enorme que, por mucho que pudiésemos hacer nosotros, nunca podríamos llegar a pagarlo.

Atendiendo las repetidas sugerencias de varios de los miembros de la Asociación, se procuró, como siempre, concentrar al máximo las sesiones de trabajo en beneficio de aquellos que, debido a sus múltiples ocupaciones, no hubiesen podido abandonarlas durante toda una semana. No obstante, la mayoría de los participantes procuraron arreglar sus asuntos para poder disfrutar, en su totalidad, del atrayente programa de excursiones y actos sociales que el comité organizador local con tanto entusiasmo nos había preparado.

Como era previsible, una gran mayoria de los asambleístas se inscribieron con sus esposas, lo cual siempre es muy satifactorio, ya que, indiscutiblemente, cualquier reunión adquiere un especial realce con la presencia de las damas. Y, por otra parte, de acuerdo con las impresiones recogidas, parece ser que también las señoras disfrutaron ampliamente de su estancia con las, con justicia denominadas, «Islas Afortunadas».

Y después de este preámbulo vamos a empezar con el detalle del desarrollo de la Asamblea.

Todos los trabajos previos de preparación y programación fueron realizados por un comité organizador integrado por los siguientes señores:

Presidente: GIL OLCINA, Antonio

Vocales: ALONSO ORTIZ DE PINEDO, Pedro
CARVAJAL FERRER, Javier
CASSINELLO PEREZ, Fernando († el 19-VIII-75)
DOMINGUEZ ANADON, José Angel
FELICIANO REYES, Agloardo
GOMEZ CANELAS, Manuel
HERMOSO ROJAS, Manuel
PIÑEIRO ABRIL, Rafael
RUIZ-BENITEZ DE LUGO Y ZARATE, Melchor
RULL BUIXADERAS, Rodolfo
TORROJA CAVANILLAS, José Antonio

Se constituyó también un Comité de Honor de la Asamblea. A continuación se incluye una relación de las diferentes personalidades, tanto nacionales como locales, que nos han honrado aceptando su designación como miembros de dicho Comité:

Miembros nacionales:

Excmo. Sr. D. JOSE MARIA AGUIRRE GONZALO
Presidente del Consejo Técnico-Administrativo del Instituto «Eduardo Torroja» de la Construcción y del Cemento.

Excmo. Sr. D. MANUEL PEREZ OLEA
Presidente del Sindicato Nacional de la Construcción, Vidrio y Cerámica.

Ilmo. Sr. D. ENRIQUE ALDAMA MIÑON
Director General de Carreteras y Caminos Vecinales.

Ilmo. Sr. D. RAMON ANDRADA PFEIFFER
Director General del Instituto Nacional de la Vivienda.

Ilmo. Sr. D. FRANCISCO ARREDONDO Y VERDU
Director del Instituto «Eduardo Torroja»» de la Construcción y del Cemento.

Ilmo. Sr. D. FERNANDO BALLESTEROS MORALES
Director General de Arquitectura y Tecnología de la Edificación.

Ilmo. Sr. D. RAMIRO CERCOS PEREZ
Presidente de la Asociación de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Ilmo. Sr. D. JOSE ANTONIO FERNANDEZ ORDOÑEZ
Presidente del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Ilmo. Sr. D. JUAN GONZALEZ CEBRIAN
Presidente del Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos.

Ilmo. Sr. D. MANUEL MENDOZA GIMENO
Director del SEOPAN.

Ilmo. Sr. D. JOSE MARIA OLIVEROS RIVES
Director General de Minas e Industrias de la Construcción.

Ilmo. Sr. D. LUIS FELIPE RODRIGUEZ MARTIN
Director Gerente del Instituto Nacional para la Calidad de la Edificación.

Ilmo. Sr. D. SANTIAGO SERRANO PENDAN
Director General de Obras Hidráulicas.

Prof. Dr. Ing. BEN C. GERWICK
Presidente de la Federación Internacional del Pretensado (F. I. P.)

Miembros locales:

Excmo. Sr. D. RAMON CUADRA MEDINA
Capitán General de Canarias.

Excmo. Sr. D. VICENTE ALBERTO Y LLOVERES
Comandante General de la Zona Marítima de Canarias.

Excmo. Sr. D. SANTIAGO FACERIAS BUISAN
Gobernador Militar Provincial de Tenerife.

Excmo. Sr. D. JOAQUIN DE VALENZUELA Y ALCIBAR-JAUREGUI
Gobernador Militar Provincial de Las Palmas de Gran Canaria.

Excmo. Sr. D. MODESTO FRAILE POUJADE
Gobernador Civil y Jefe Provincial del Movimiento de Santa Cruz de Tenerife.

Excmo. Sr. D. SALVADOR ESCANDEL CORTES
Gobernador Civil y Jefe Provincial del Movimiento de Las Palmas de Gran Canaria.

Excmo. Sr. D. FRANCISCO DE PAULA PIÑERO Y CARRION
Presidente de la Audiencia Territorial de Las Palmas de Gran Canaria.

Excmo. Sr. D. ENRIQUE FERNANDEZ CALDAS
Rector Magnífico de la Universidad de La Laguna.

Ilmo. Sr. D. ROBERTO HERNANDEZ
Presidente de la Audiencia Provincial de Las Palmas de Gran Canaria.

Ilmo. Sr. D. FRANCISCO SOLER VAZQUEZ
Presidente de la Audiencia Provincial de Santa Cruz de Tenerife.

Ilmo. Sr. D. LORENZO OLARTE CULLEN
Presidente del Excmo. Cabildo Insular de Las Palmas de Gran Canaria.

Ilmo. Sr. D. RAFAEL CLAVIJO GARCIA
Presidente del Excmo. Cabildo Insular de Santa Cruz de Tenerife.

Ilmo. Sr. D. LORENCIO ORAMAS TOLOSA
Alcalde-Presidente del Excmo. Ayuntamiento de Santa Cruz de Tenerife.

Ilmo. Sr. D. FERNANDO ORTIZ WIOT
Alcalde-Presidente del Excmo. Ayuntamiento de Las Palmas de Gran Canaria.

Ilmo. Sr. D. ORENCIO BOSCH HERNANDEZ
Ingeniero Jefe de la 11.ª Jefatura Regional de Transportes Terrestres en Las Palmas de Gran Canaria.

Ilmo. Sr. D. JUAN AMIGO LARA
Delegado Provincial de Obras Públicas en Santa Cruz de Tenerife.

Ilmo. Sr. D. ADOLFO CAÑAS BARRERA
Delegado Provincial de Obras Públicas en Las Palmas de Gran Canaria.

Ilmo. Sr. D. JUAN SALINERO GARCIA
Delegado Provincial del Ministerio de Educación y Ciencia en Santa Cruz de Tenerife.

Ilmo. Sr. D. MIGUEL SANZ ARANDA
Delegado Provincial del Ministerio de Educación y Ciencia en Las Palmas de Gran Canaria.

Ilmo. Sr. D. JOSE LUIS GONZALEZ SOBRAL
Delegado Provincial del Ministerio de Información y Turismo en Las Palmas de Gran Canaria.

Ilmo. Sr. D. FEDERICO RODRIGUEZ PEÑA
Delegado Provincial del Ministerio de Información y Turismo en Santa Cruz de Tenerife.

Ilmo. Sr. D. JOSE MARIA MENDEZ ALONSO
Delegado Provincial del Ministerio de la Vivienda en Santa Cruz de Tenerife.

Ilmo. Sr. D. MANUEL ANGEL MUÑIZ LUERA
Delegado Provincial del Ministerio de la Vivienda en Las Palmas de Gran Canaria.

Consideramos también de justicia dejar constancia de todos cuantos nos han prestado su generosa ayuda económica, gracias a la cual ha sido posible desarrollar el atractivo programa de actos sociales que, tanto para los asambleístas como para sus acompañantes, se había preparado y que más adelante se detalla. Este Comité Patrocinador estaba integrado por los siguientes miembros:

UNIVERSIDAD DE LA LAGUNA, Tenerife.
EXCMO. CABILDO INSULAR DE LAS PALMAS DE GRAN CANARIA.
EXCMO. CABILDO INSULAR DE SANTA CRUZ DE TENERIFE.
EXCMO. AYUNTAMIENTO DE LAS PALMAS DE GRAN CANARIA.
EXCMO. AYUNTAMIENTO DE SANTA CRUZ DE TENERIFE.
DELEGACION PROVINCIAL DEL MINISTERIO DE INFORMACION Y TURISMO, de Las Palmas de Gran Canaria.
DELEGACION PROVINCIAL DEL MINISTERIO DE INFORMACION Y TURISMO, de Santa Cruz de Tenerife.
AGROMAN: Delegación de Santa Cruz de Tenerife.
AGROMAN: Delegación de Las Palmas de Gran Canaria.
CEMENTOS ESPECIALES, S. A.: Delegación de Las Palmas de Gran Canaria.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A.: Delegación de Santa Cruz de Tenerife.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A.: Delegación de Las Palmas de Gran Canaria.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A.: Delegación de Santa Cruz de Tenerife.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A.: Delegación de Las Palmas de Gran Canaria.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A.: Delegación de Santa Cruz de Tenerife.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A.: Delegación de Las Palmas de Gran Canaria.
FORTHOR CANARIAS, S. A.: Delegación de Santa Cruz de Tenerife.

GINES NAVARRO CONSTRUCCIONES, S. A.: Delegación de Las Palmas de Gran Canaria.
GRUPO RUBIERA: Delegación de Santa Cruz de Tenerife.
HIFORCEM, S. A.: Delegación de Sevilla.
HIMACOSA-MORIS: Delegación de Las Palmas de Gran Canaria.
HORMIGONES CANARIOS, S. A.: Delegación de Las Palmas de Gran Canaria.
HUARTE Y CIA., S. A.: Delegación de Santa Cruz de Tenerife.
HUARTE Y CIA., S. A.: Delegación de Las Palmas de Gran Canaria.
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION, S. A.-CEMENTOS CANARIAS: Delegación de Santa Cruz de Tenerife.
OBRASCON, S. A.: Delegación de Las Palmas de Gran Canaria.
PREBETONG CANARIAS, S. A.: Delegación de Santa Cruz de Tenerife.
PREFABRICADOS MAHER, S. A.: Delegación de Santa Cruz de Tenerife.
RUBIERA MAHER, S. A.: Delegación de Las Palmas de Gran Canaria.

Nuestro más sincero agradecimiento a todos ellos por su tan amable y valiosa colaboración, que tanto ha contribuido al éxito de la Asamblea.

También merece especial mención la eficaz labor desarrollada por las señoritas María Nieves Rosas, Margarita Sánchez Garrido y María del Carmen Sánchez Palomo en la Secretaría de la Asamblea y Oficina de Información. Ellas fueron las que se encargaron de la formalización de inscripciones, entrega de documentación y de atender las consultas de los asambleístas, aclarar sus dudas y ayudarles a resolver los problema que iban surgiendo.

Y refiriéndonos ya concretamente a lo que fue la Asamblea, a continuación se reproduce el programa detallado de las diversas sesiones celebradas, así como de todas las demás actividades desarrolladas durante la misma:

Lunes, 3 de noviembre de 1975

Mañana:

10,00 a 12,00 Recepción de participantes y entrega de documentación en la Secretaría de la Asamblea.

12,00 a 13,30 Solemne Sesión de Apertura de la VIII Asamblea en el edificio de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de La Laguna.

Esta Sesión estuvo presidida por las siguientes personalidades:

D. FRANCISCO ARREDONDO
D. CARLOS FERNANDEZ CASADO
D. MIGUEL FISAC
D. FERNANDO GARCIA RAMOS
D. RAFAEL PIÑEIRO
D. MELCHOR RUIZ-BENITEZ DE LUGO
D. JOSE ANTONIO TORROJA

En la misma hicieron uso de la palabra el Sr. Ruiz-Benítez de Lugo, Director de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica, y el señor Torroja, Presidente en funciones y Vicepresidente de la A. T. E. P.

A continuación, los asistentes al acto fueron obsequiados con una copa de vino ofrecida por la Universidad de La Laguna.

Tarde:

16,00 a 17,30 **I SESION DE TRABAJO**

Tema I: *La normalización en la técnica del pretensado*

MESA PRESIDENCIAL:
Presidente: F. DEL POZO FRUTOS
Vocal: A. PALANCAR
Secretario: R. PIÑEIRO

Comunicaciones:

J. CALAVERA: «Resistencia a esfuerzo rasante, en el contacto de hormigones prefabricados, con hormigones "in situ".«

V. SOLANA: «Clases de comportamiento. Clasificación que modifica la propuesta por el C. E. B. y reduce a tres el número de clases.»

F. SORIA: «Cementos puzolánicos en hormigón pretensado.»

E. GONZALEZ VALLE: «Influencia de los esfuerzos previos de compresión sobre la resistencia a tracción del hormigón.»

P. ESTELLES: «Algunos ensayos de fragilización por hidrógeno en aceros para pretensado.»

17,30 a 18,00 Descanso.

18,00 a 19,10 **II SESION DE TRABAJO**

Tema I: *La normalización en la técnica del pretensado* (continuación).

MESA PRESIDENCIAL:
Presidente: M. FISAC
Vocales: N. MARRERO y M. DE LA TORRE
Secretario: R. PIÑEIRO

Comunicaciones:

J. ALONSO: «Introducción de Normas de Control de Calidad en piezas pesadas prefabricadas.»

F. J. MARTINEZ EULATE: «La industria del hormigón preparado y su actuación sobre la calidad del hormigón.»

G. GONZALEZ ISABEL: «Estudio de la influencia que los distintos tipos de refrentado ejercen en la resistencia a compresión de probetas cilíndricas de hormigón.»

J. MURCIA: «Cálculo de la fuerza de neutralización en secciones de hormigón pretensado.»

19,10 a 20,10 Proyección de películas técnicas.

«Viaducto de Chonta», presentada por S. A. FERROVIAL.

«Nueva Montaña Quijano, S. A.», presentada por NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A.

Martes, 4 de noviembre de 1975

Mañana:

9,00 a 10,40 **III SESION DE TRABAJO**

Tema I: *La normalización en la técnica del pretensado* (continuación).

MESA PRESIDENCIAL:

Presidente: F. ARREDONDO
Vocales: J. CALAVERA y F. GARCIA RAMOS
Secretario: R. PIÑEIRO

Comunicaciones:

F. J. JIMENEZ ATIENZA: «Las Normas UNE de cordones y alambres.»

V. SANCHEZ GALVEZ: «Método acelerado de ensayo de relajación.»

M. OLIVER: «Investigación en curso sobre tuberías pretensadas.»

R. DEL CUVILLO: «Nuevo Manual de la A. T. E. P. sobre sistemas de pretensado.»

10,40 a 11,00 Descanso.

11,00 a 13,00 **IV SESION DE TRABAJO**

Tema II: *El pretensado en arquitectura.*

MESA PRESIDENCIAL:

Presidente: A. BONNIN
Vocales: F. SAENZ MARRERO y J. CALAVERA
Secretario: R. PIÑEIRO

Comunicaciones:

J. J. ARENAS: «Los proyectos de un gran almacén y un edificio industrial.»

C. BARREDO: «Algunos casos especiales de aplicación del postesado al refuerzo y consolidación de estructuras de edificios.»

V. SOLANA: «Análisis probabilístico de resultados de ensayos de viguetas CIETAN.»

L. FERNANDEZ TROYANO: «Realizaciones de pretensado en edificios.»

R. GOMIS: «Losas planas pretensadas.»

C. ALVAREZ: «Obras singulares realizadas con vigas "Preflex".»

Tarde:

15,00 a 16,00 Proyección de películas técnicas.

«Factoría de Prefabricados en Sagunto», presentada por DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A.»

«Edificio administrativo para la firma BMW en Munich», presentada por ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA BAUER, S. A.

16,00 a 17,40 **V SESION DE TRABAJO**

Tema III: *El pretensado en obras públicas.*

MESA PRESIDENCIAL:

Presidente: J. AMIGO
Vocales: A. FELICIANO y F. J. JIMENEZ ATIENZA
Secretario: R. PIÑEIRO

Comunicaciones:

J. MARTINEZ COLLIGA: «Viaductos de Orio y La Baells.»

J. DIAMANTE: «Enlace de Reus en la autopista Barcelona-Tarragona.»

J. PUJO: «La autopista del Ebro. Descripción de dos puentes pretensados.»

F. DEL POZO FRUTOS: «Viaducto de acceso al puente de Rande.»

G. ONTAÑON: «Construcción de puentes en voladizos.»

17,40 a 18,00 Descanso.

18,00 a 19,15 **VI SESION DE TRABAJO**

Tema III: *El pretensado en obras públicas* (continuación).

MESA PRESIDENCIAL:

Presidente: J. A. FERNANDEZ ORDOÑEZ
Vocales: J. L. LOPEZ PARAMO y R. BARREDO
Secretario: R. PIÑEIRO

Comunicaciones:

J. J. ARENAS: «Puentes pórticos y tramos continuos de hormigón pretensado.»

C. ALVAREZ PENALVA: «Ultimas realizaciones.»

J. A. LLOMBART: «Consideraciones sobre los viaductos con tableros de vigas. Realizaciones y perspectivas para el futuro.»

Noche:

21,30 Cena en el Hotel Mencey, ofrecida por el Excelentísimo Cabildo Insular y el Excelentísimo Ayuntamiento de Santa Cruz de Tenerife.

Miércoles, 5 de noviembre de 1975

Mañana:

9,00 a 10,40 **VII SESION DE TRABAJO**

Tema III: *El pretensado en obras públicas* (continuación)

MESA PRESIDENCIAL:

Presidente: C. BENITO
Vocales: M. HERMOSO y J. A. LOPEZ JAMAR
Secretario: R. PIÑEIRO

Comunicaciones:

M. JULIA: «Dos viaductos construidos por voladizos sucesivos.»
J. MANTEROLA: «Diversas realizaciones de puentes pretensados.»
J. HERRERA: «Acueductos de Campos del Río y La Zarza (Murcia).»
R. CHUECA: «Puente de Ascó sobre el río Ebro.»
J. M. VILLAR: «Puente de Juananbú (Colombia).»

10,40 a 11,00 Descanso

11,00 a 13,30 **VIII SESION DE TRABAJO**

Tema III: *El pretensado en obras públicas* (continuación)

MESA PRESIDENCIAL:

Presidente: C. FERNANDEZ CASADO
Vocales: T. LOPEZ FRAGOSO y J. CALAVERA
Secretario: R. PIÑEIRO

Comunicaciones:

J. A. FERNANDEZ ORDOÑEZ: «Puente de Martorell.»
M. AGUILO, J. A. FERNANDEZ ORDOÑEZ y J. MARTINEZ CALZON: «Puente industrial 3 E.»
R. DEL CUVILLO: «Puente "San Martín".»
F. DEL POZO VINDEL: «Puentes pretensados.»
M. MONEO: «Algunas realizaciones.»
J. B. RIPOLL: «Juntas de dilatación de apoyos en los puentes.»

Tarde:

15,00 a 16,00 Proyección de películas técnicas

«El depósito de Ekofisk, en el Mar del Norte», presentada por FREYSSINET, S. A.

«Los puentes de dovelas de A. R. E. A.», presentada por FREYSSINET, Sociedad Anónima.

«T. Y. C. S. A. empresa con vocación internacional», presentada por TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A.

16,00 a 16,30 Asamblea General Extraordinaria de Asociados

16,30 a 18,15 **IX SESION DE TRABAJO**

Tema IV: *Varios.*

MESA PRESIDENCIAL:

Presidente: M. RUIZ-BENITEZ DE LUGO
Vocales: J. BELDA y R. DEL CUVILLO
Secretario: R. PIÑEIRO

Comunicaciones:

J. F. FUZIER: «Grandes recintos de hormigón pretensado al servicio de la energía.»

A. VIVES: «La problemática del pretensado en los edificios de contención de las centrales nucleares.»

J. B. RIPOLL: «Reparación de estructuras fisuradas.»

J. A. LOPEZ JAMAR: «Control de calidad de piezas prefabricadas para puentes.»

18,15 a 18,30 Descanso.

18,30 a 20,00 **SOLEMNE SESION DE CLAUSURA**

La mesa presidencial estuvo integrada por los siguientes señores:

D. ENRIQUE FERNANDEZ CALDAS, Rector Magnífico de la Universidad de La Laguna.

D. SANTIAGO FACERIAS BUISAN, Gobernador Militar Provincial de Tenerife.

D. FRANCISCO ARREDONDO VERDU, Director del Instituto «Eduardo Torroja».

D. ANTONIO GIL OLCINA, Vicerrector de la Universidad de La Laguna.

D. MELCHOR RUIZ-BENITEZ DE LUGO, Director de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de La Laguna.

D. FERNANDO GARCIA RAMOS, Subdirector de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de La Laguna.

D. RAMON DEL CUVILLO JIMENEZ, Vocal de la Asociación Técnica Española del Pretensado.

Entrega de las Medallas de la A. T. E. P. a los señores:

D. JOSE ANTONIO LOPEZ JAMAR

D. RAFAEL PIÑEIRO ABRIL

D. JOSE ANTONIO TORROJA CAVANILLAS

En nombre de los galardonados, el señor López Jamar pronunció unas palabras de agradecimiento.

A continuación hicieron uso de la palabra los señores Fernández Caldas y Arrendondo, y finalmente el señor Fernández Caldas clausuró la Asamblea.

Como despedida se sirvió una copa de vino ofrecida por «La Auxiliar de la Construcción, S. A.-Cementos Canarias» y «Prebetong Canarias».

Jueves, 6 de noviembre de 1975

9,00 Visita al Teide.

14,00 Comida canaria en el hotel «Gran Tinerfe», Playa de las Américas, con actuación del grupo folklórico «Los Sabandeños», ofrecida por las empresas patrocinadoras de Tenerife.

Viernes, 7 de noviembre de 1975

Mañana:

Libre.

Tarde:

Traslado a Las Palmas de Gran Canaria.

18,30 Sesión de trabajo para los técnicos locales celebrada en el Colegio de Ingenieros Industriales, en Las Palmas de Gran Canaria.

Tema: *El pretensado en arquitectura.*

MESA PRESIDENCIAL:

A. VEGA PEREIRA
M. FISAC
J. A. TORROJA
A. CAÑAS

Comunicaciones:

F. DEL POZO FRUTOS: «La cúpula del Palau Blau Grana».

J. J. ARENAS: «Los proyectos de un gran almacén de un edificio industrial.»

C. BARREDO: «Algunos casos especiales de aplicación del postesado al refuerzo y consolidación de estructuras de edificios.»

V. SOLANA: «Análisis probabilístico de resultados de ensayos de viguetas CIETAN.»

Noche:

21,30 Cena en el «Pueblo Canario» ofrecida por el Excelentísimo Cabildo Insular y el Excelentísimo Ayuntamiento de Las Palmas de Gran Canaria.

Sábado, 8 de noviembre de 1975

10,00 a 13,00 Sesión informativa para los técnicos locales celebrada en el Colegio de Ingenieros Industriales.

Se constituyó una mesa redonda integrada por los siguientes señores:

J. J. ARENAS, en representación de los proyectistas.

G. APARICIO, en representación de los constructores.

M. RASPALL, R. CAÑIZARES y C. BARREDO, en representación de los pretensistas.

F. J. JIMENEZ ATIENZA, en representación de los fabricantes de acero.

J. ALONSO, en representación de las industrias de prefabricados.

J. CALAVERA y E. GONZALEZ VALLE, en representación de los organismos de control.

J. A. TORROJA y R. PIÑEIRO, en representación de la A. T. E. P.

En dicha mesa redonda se trató sobre las posibilidades técnicas y económicas del hormigón pretensado.

11,00 Visita técnico-turística.

14,00 Comida en el Parador de Tejeda y fiesta típica canaria, ofrecidas por las empresas patrocinadoras de Las Palmas de Gran Canaria.

Durante los días de reuniones estuvo abierta una pequeña exposición de equipos y maquinaria relacionada con la técnica del pretensado en un local adyacente al Salón de Sesiones de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica. En esta exposición participaron las empresas:

FREYSSINET, S.A.

PREBABRICADOS MAHER, y

SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA BBR

a las cuales tenemos que agradecer sinceramente el esfuerzo realizado teniendo en cuenta las dificultades que presentaba el traslado desde la Península de los materiales necesarios para el montaje de los correspondientes «stands».

Aparte de esto, las firmas

APLICACIONES DEL HORMIGON, S. A.

CAMINOS Y PUERTOS, S. A.

CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. A.

ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA BAUER, S. A.

FREYSSINET, S. A.

PREFABRICADOS MAHER

PROCEDIMIENTOS BARREDO

RUBIERA PREFLEX, S. A.

S. A. E. BBR

S. A. E. ECHEVARRIA

S. A. FERROVIAL

TECNICAS DEL PRETENSADO, S. A.

TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A.

enviaron folletos, catálogos, etc., para su distribución entre todos los participantes, junto con la documentación inicial que les fue entregada al inaugurarse la Asamblea.

En los comentarios publicados en números anteriores de «Hormigón y Acero» se ha mencionado ya el número de participantes y las impresiones que hemos podido recoger sobre el desarrollo de las sesiones.

Los textos completos de todas estas comunicaciones, así como de los discursos pronunciados durante las solemnes sesiones de apertura y clausura, se incluyen a continuación en este mismo número de nuestra Revista.

No queremos aventurar ningún juicio crítico sobre el mayor o menor interés técnico de las comunicaciones presentadas. Podría resultar partidista y nuestro deseo es mantenernos siempre en una postura totalmente imparcial. Ahí están los textos y cada uno puede formar, a la vista de ellos, su opinión particular. Lo único que comentaremos es que ésta ha sido la Asamblea en la que mayor número de comunicaciones técnicas (cuarenta y dos) se han presentado y en la que, por primera vez, se han expuesto trabajos relacionados con la labor de investigación y normalización que, sobre temas referentes a la técnica del pretensado, se están llevando a cabo en España. Estimamos que esto tiene una gran importancia, como fiel reflejo del creciente interés que al pretensado se presta en nuestro país y de la general preocupación por llegar a conocer mejor el real comportamiento de este tipo de estructuras, lo que habrá de permitir en el futuro encontrar las soluciones óptimas de los problemas que en algunos campos todavía plantea la aplicación de esta técnica constructiva.

En cualquier caso, lo que sí creemos que nadie podrá discutirnos es que este número extraordinario de nuestra Revista «Hormigón y Acero» constituye una valiosa aportación para la difusión del pretensado y un texto de consulta de excepcional interés. Y que nadie tome esto como inmodesta autoalabanza. El mérito no es nuestro, sino de todos vosotros, los autores de las comunicaciones, que sois los que lo habéis escrito. A vosotros nuestra más cordial felicitación y sincero agradecimiento por la magnífica labor realizada.

Palabras del Director de la Escuela de Arquitectura Técnica de La Laguna

MELCHOR RUIZ-BENITEZ DE LUGO Y ZARATE

Excelentísimos e ilustrísimos señores, compañeros de Claustro, señoras y señores, alumnos todos:

En primer lugar deseo disculpen a nuestro Rector, Dr. Fernández Caldas, el que no se encuentre presidiendo este acto de inauguración de la VIII Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. debido a tener que ausentarse de la provincia para asistir al Consejo de Rectores que ha de celebrarse en Madrid, me encarga le represente en este acto.

Al mismo tiempo, el Vicerretor, Dr. Gil Olcina, presidente del Comité Organizador, no puede asistir a esta inauguración por causas que le obligan a permanecer al frente de la Universidad mientras dure la ausencia del Rector, me pide también sea disculpado.

Quiero dar la bienvenida a todos los que han llegado a esta Isla para tomar parte en esta Asamblea. Hoy es un día grande para esta Escuela Universitaria.

Hoy, 3 de noviembre de 1975, será señalado en nuestra memoria académica con signos de oro, porque es un gran honor para nosotros recibir a investigadores y científicos de gran prestigio nacinal y también conocidos más allá de nuestras fronteras.

Hace algunos meses me visitó en esta Escuela nuestro inolvidable amigo Fernando Casinello, todos le recordamos y más aún hoy, porque fue el hombre que inició la organización de esta Asamblea del Hormigón Pretensado en Tenerife, todos sentimos de corazón su eterna ausencia y su recuerdo nos llena de emoción.

Al conocer la noticia de que esta Escuela había sido escogida para la celebración de la Asamblea, creo que fue un día claro, lleno de luz, diáfano. Deseábamos que nuestra casa fuese el albergue durante algunos días de todos estos hombres dedicados a dar a conocer técnicas nuevas y a mejorar las actuales.

Nos agrada contemplar que muchas mujeres han venido acompañando a sus maridos, y al girar mi mirada por esta sala se ve llena de colorido, cual si fuese un jardín, y pienso que un jardín sin bellas flores no sería un jardín.

Sólo me resta desearles a todos una feliz y grata estancia entre nosotros y que cuando regresen a sus lugares de procedencia puedan comentar con sus amigos que Tenerife es una tierra acogedora y que todos los que nacimos aquí sabemos dar nuestra simpatía y afecto al que arriba a ella.

Gracias

publicación de la asociación técnica española del pretensado

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

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

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

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

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

Los interesados en adquirir este libro, que es continuación del primer tomo, publicado con ocasión del anterior Congreso de la F.I.P. celebrado en Praga en 1970, pueden cursar sus pedidos a la

Secretaría de la A.T.E.P.

o al Instituto Eduardo Torroja, Apartado 19.002, Madrid-33.

Discurso inaugural

J. A. TORROJA
Dr. Ing. de Caminos
Presidente en funciones y Vicepresidente de la A. T. E. P.

Normalmente, en las sesiones de apertura de las asambleas técnicas nacionales de la A. T. E. P., de estas asambleas que la Asociación viene organizando desde hace ya más de veinte años, se suelen oír unas alegres palabras de presentación y de bienvenida por parte del Presidente de la misma. En la presente ocasión, la alegría está empañada y el Presidente no nos acompaña.

Fernando Cassinello, Presidente y amigo, encontró la muerte en una selva nigeriana, adonde le habían llevado sus deberes profesionales. Una malaria allí contraída acabó con su vida a los quince días de su vuelta a España.

La noticia de su muerte causó un profundo estupor, y hasta incredulidad, entre sus conocidos. ¿Pero, cómo..., Fernando muerto? Pues sí: esa extraordinaria humanidad que atraía al primer golpe de vista; esa actividad sin freno que arrastraba a cuantos estaban a su lado; esa alegría, un tanto inconsciente, en el vivir y en el hacer; esa entrega sin condiciones, ese entusiasmo contagioso que rayaba a veces en la locura; ese enorme corazón, en suma, dejaron de existir el día diecinueve de agosto de mil novecientos setenta y cinco.

Y aquí, en la Asociación, su muerte fue doblemente sentida. Porque Fernando no era solamente el amigo, el compañero; era también el Presidente. El Presidente que resolvía, que presionaba, que promovía; y también el Presidente que animaba, que animaba constantemente. En esto, Fernando era insuperable. Y pienso que hay muchos momentos en la vida en los que esta cualidad, esta capacidad de animar, es la que más se necesita y la que más se agradece.

Y, en definitiva, fruto de ese empuje y de ese entusiasmo de Cassinello es la realización de esta Octava Asamblea de la A. T. E. P. Y tan así es ello que, con plena consciencia, la Junta de Gobierno quiso, como muestra de reconocimiento y, más que de respeto, de cariño hacia su persona, no designar nuevo Presidente hasta después de concluidas las presentes jornadas. Hemos venido aquí con Fernando como Presidente. En el cora-

zón, es cierto, pero como Presidente. Y creo expresar el sentir de todos al dedicar, desde esta su Presidencia, un último y emocionado adiós a Fernando Cassinello.

Pero la vida ha de seguir, y con ella esta Octava Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. Y yo quisiera que se desarrollase con el mismo espíritu que si fuese él quien os estuviese dirigiendo estas palabras de introducción, que me imagino hubiese dicho con ese gracejo que le caracterizaba y que a mí me falta por completo. Y para hacer honor a mi propósito de mantener su mismo espíritu en estas Sesiones, y ante mi imposibilidad de igualar su estilo oratorio, voy a dar por terminada mi alocución. Pues, por otra parte, pienso que en esta ocasión sobran las palabras sobre la razón de ser y las actividades de la A. T. E. P. y de sus asambleas técnicas. Cuantos habéis venido a estas hermosas islas, habéis venido dando un testimonio de confianza en la Asociación, confianza que os agradecemos, por una parte, y que os exigimos, por otra, pues el éxito de la misma sólo puede basarse en la labor de todos sus miembros, de todos vosotros.

No sobran, sin embargo, por obligadas, las palabras de agradecimiento a cuantos, con su entusiasmo y generosidad, han hecho posible la realización de estas jornadas.

En primer lugar, al Rector de la Universidad de La Laguna y a su Vicerrector, que tantas horas han dedicado a la organización de estas Sesiones; al director de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica, que nos ha cedido estos magníficos locales; al excelentísimo Cabildo Insular de Tenerife y al excelentísimo Alcalde de Santa Cruz de Tenerife, a cuyo impulso y apoyo deben mucho estas jornadas, y finalmente al grupo de empresas locales que han organizado las excursiones técnicas de estos días. A todos ellos, mi agradecimiento en nombre de la A.T.E.P.

Y nada más ya que desear que los resultados de estas jornadas sean tan útiles y fructíferos como los de las siete anteriores.

Muchas gracias.

457 - 0 - 54

Clases de comportamiento.

Clasificación que modifica la propuesta por el CEB y reduce a tres el número de clases

V. SOLANA
Ingeniero de Caminos
Instituto Eduardo Torroja

1. INTRODUCCION

El problema tratado a continuación, corresponde al análisis de las estructuras de hormigón armado y pretensado en condiciones de servicio. La solución a este problema se ha dado modernamente y por primera vez en las Recomendaciones CEB-FIP de 1970, utilizando el concepto de clases de verificación.

En varios documentos recientes de las Comisiones I y IV-a del CEB se ha modificado este concepto, utilizándose las clases de comportamiento en lugar de clases de verificación.

Con la definición de las clases se pretende diferenciar el comportamiento de los elementos estructurales en condiciones de servicio, según sean el riesgo de que se origine la fisuración o el desarrollo o nivel de fisuración alcanzados. La exigencia de una u otra clase de comportamiento para cada elemento se establece de modo que sea posible asegurar un grado de protección adecuado frente a los efectos de la corrosión.

La mayoría de los países europeos han incorporado en sus códigos y normas relativos a estructuras de hormigón armado y hormigón pretensado el concepto de clases de comportamiento; en tales códigos se han establecido clasificaciones basadas esencialmente en las Recomendaciones Internacionales CEB-FIP de 1970. Este es el caso de la Instrucción Española para Obras de Hormigón Armado EH-73 y, según parece, de la próxima Instrucción EP-74 relativa a obras de hormigón pretensado.

Sin embargo, en el caso español, al ser independientes las Instrucciones EH-73 y EP-74 próxima, no se contempla, tal como se hizo en las Recomendaciones CEB-FIP de 1970 y como se sigue haciendo en las propuestas para las futuras recomendaciones internacionales, una clasificación general de las clases de comportamiento.

2. PLANTEAMIENTO Y SOLUCIONES AL PROBLEMA GENERAL DE DURABILIDAD

De modo general el problema puede plantearse como el análisis de la durabilidad de los elementos estructurales en condiciones de servicio durante el período de vida de la estructura. Nos referimos aquí a la durabilidad en un sentido amplio, entendiendo por durabilidad la duración

de una estructura frente a todos los efectos y acciones previsibles a que puede estar sometida en el tiempo.

En este análisis se sigue el criterio de unificación de los diferentes tipos de elementos estructurales, tal como se hace en los códigos modernos. Por ello, se refieren de igual manera la durabilidad de las estructuras de hormigón armado, de hormigón pretensado, de hormigón débilmente armado y de hormigón sin armar.

2.1. Factores que determinan la durabilidad. Diseño integral

En el gráfico 1 se presentan de forma general aquellos factores que determinan, o pueden determinar, la durabilidad de una estructura agrupados según su origen en tres categorías: medio ambiente, condiciones de utilización y componentes materiales de la estructura.

El medio ambiente se entiende aquí, igualmente en sentido amplio, considerando derivados de éste, de una parte, la agresividad propia del medio que rodea la estructura, y de otra, aquellos efectos ocasionales o frecuentes propios del medio, o resultantes de la iteración de la estructura con el medio, como son: sismos, viento, fuego y ciclos hielo-deshielo.

Las condiciones de utilización son dadas aquí como aquellas específicas de la explotación de la estructura, es decir, aquellas que se mantienen para el mismo tipo de estructura con independencia del medio en que se encuentra. Tales condiciones, dadas como acciones y como deformaciones impuestas, originan en forma dominante el desarrollo y la evolución del esquema de fisuración de un elemento.

En cuanto a los componentes de la estructura, acero y hormigón, se entiende que para el acero, la durabilidad está determinada la susceptibilidad de las armaduras a la corrosión y para el hormigón, la durabilidad está determinada por la degradación del hormigón, sea ésta de tipo

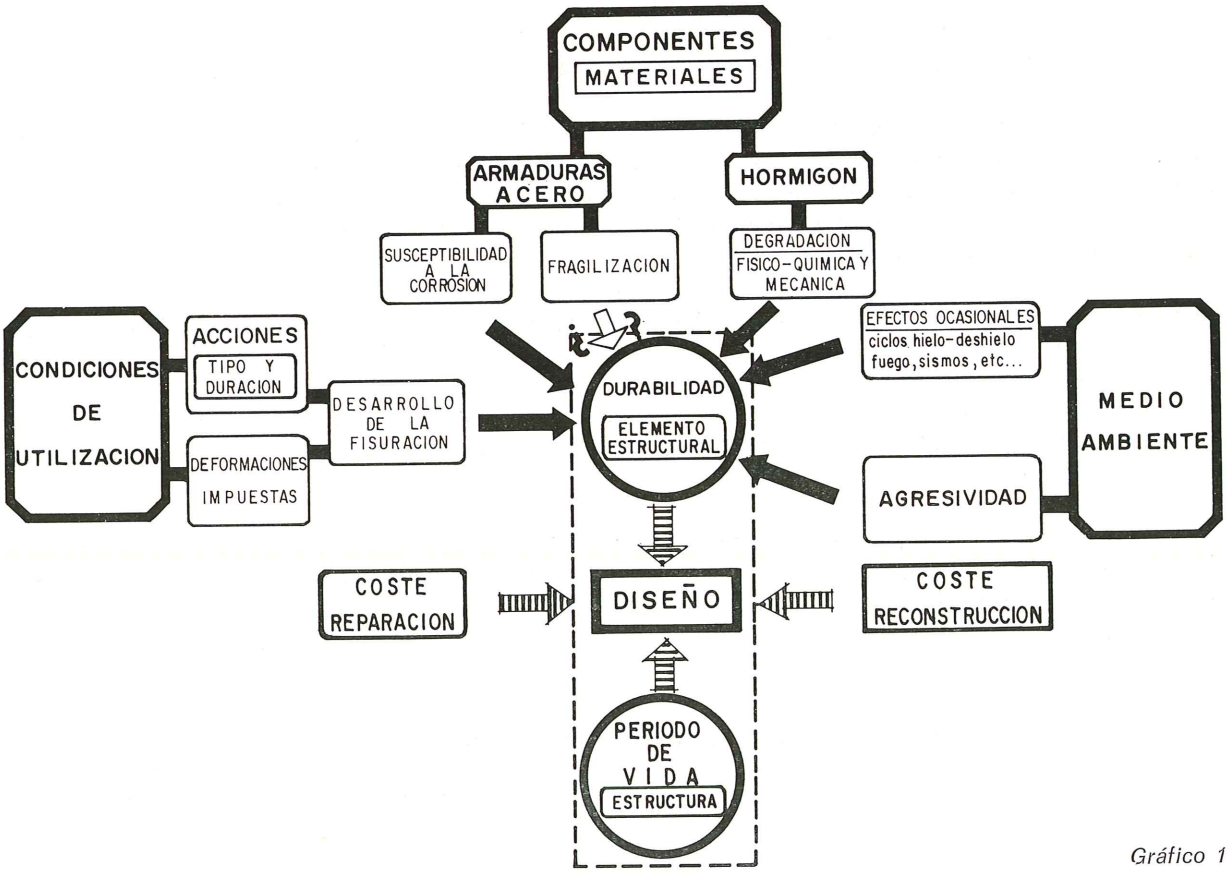


Gráfico 1

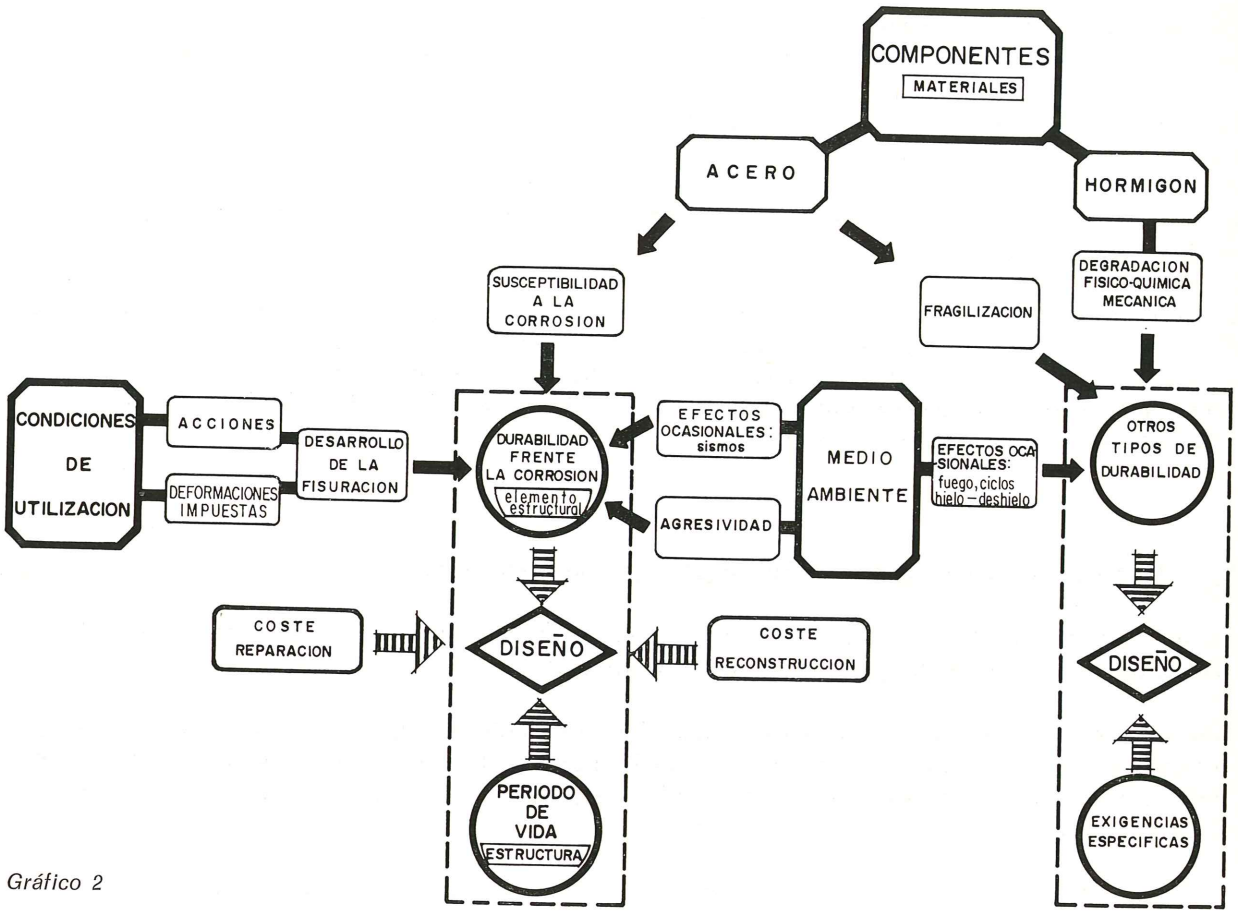


Gráfico 2

mecánico o de tipo físico-químico. La posibilidad de fragilización de las armaduras de acero por hidrógeno requiere tener en cuenta este factor, especialmente en elementos de hormigón pretensado, en la durabilidad de la estructura.

En el gráfico 1 se presenta lo que sería un método de diseño integral de las estructuras en condiciones de servicio: si se admite que fuera posible conocer la duración de un elemento estructural en unidades de tiempo, el diseño corresponde entonces a comparar tal valor con el período de vida de la estructura. Tal comparación hecha en términos estadísticos, teniendo en cuenta el coste de reparación del elemento o el coste de reconstrucción de la estructura, conduciría a una optimización del diseño en condiciones de servicio.

2.2. Simplificaciones. Diseño doble

Una aproximación a la solución del problema puede hacerse según el esquema dado en el gráfico 2. Tal aproximación corresponde a la situación actual en la filosofía del análisis de estructuras en condiciones de servicio.

De una parte, se considera la durabilidad frente a los efectos de la corrosión y de otra, agrupados, los restantes tipos de durabilidad.

El diseño es doble: en cuanto a la durabilidad frente a la corrosión sería igualmente necesaria la comparación con el período de vida de la estructura y la optimización teniendo en cuenta los costes de reparación y reconstrucción. En cuanto a los restantes tipos de durabilidad, la situación actual del diseño consiste en observar el cumplimiento de ciertas exigencias específicas que se contemplan en los códigos.

En este estudio nos ocuparemos solamente del diseño de las estructuras en condiciones de servicio, considerando únicamente la durabilidad frente a la corrosión de las armaduras.

Los factores que determinan tal durabilidad son aquí reducidos a cuatro: desarrollo de la fisuración, susceptibilidad a la corrosión de las armaduras, agresividad del medio, y un grupo de efectos ocasionales tales como sismos o vientos de intensidad moderada. En el esquema se presentan agrupados los distintos factores según las mismas categorías anteriores: medio ambiente, condiciones de utilización y componentes materiales.

En la actualidad no existen datos suficientes para poder realizar un diseño científico de las estructuras en condiciones de servicio considerando la durabilidad frente a la corrosión de armaduras. Tal diseño será posible en el futuro. Para ello, es necesario desarrollar un trabajo experimental muy amplio, que permita cuantificar los factores que determinan la durabilidad frente a la corrosión y establecer sus correlaciones.

2.3. Método convencional de diseño. Clases de comportamiento

La solución actual al problema ha sido dada, según el método convencional de diseño de las clases de comportamiento, presentado en el gráfico 3.

Los factores que determinan la durabilidad pueden reducirse a tres: agresividad del medio, susceptibilidad a la corrosión y desarrollo de la fisuración. Los efectos ocasionales del medio como son viento y sismos de intensidad moderada pueden considerarse como modificaciones a tener en cuenta en el desarrollo de la fisuración.

El método de diseño convencional consiste básicamente en definir una serie de clases de comportamiento, ordenadas según sean los desarrollos graduables de la fisuración.

Análogamente se puede definir un nuevo concepto para el cual se propone la denominación de riesgo de corrosión que sea determinado conjuntamente por la agresividad del medio y la susceptibilidad de las armaduras.

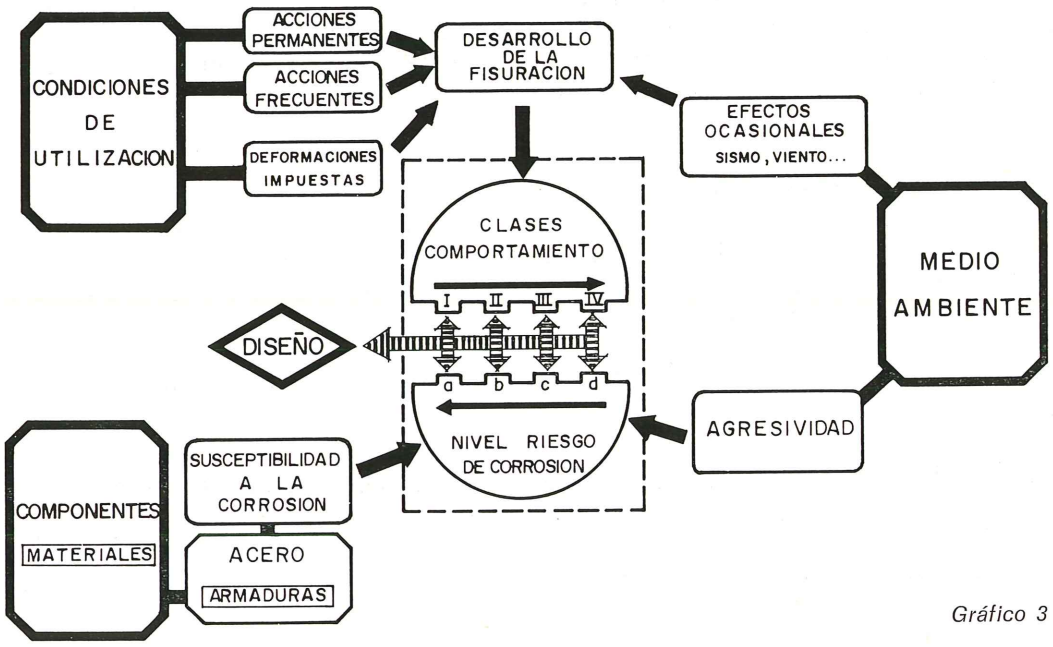


Gráfico 3

Según sean la agresividad del medio y la susceptibilidad de las armaduras a la corrosión, es posible, como se verá más adelante definir una serie de niveles de riesgo de corrosión.

El diseño consiste entonces en comprobar la exigencia de una clase de comportamiento para cada nivel o niveles de riesgo de corrosión en una estructura, pudiendo fijarse un número de clases igual o inferior al de niveles de riesgo de corrosión.

3. ANALISIS DE LAS CLASIFICACIONES DE CLASES DE COMPORTAMIENTO

En lo que sigue, partiendo de la clasificación adoptada provisionalmente por la Comisión IV-a del CEB en octubre de 1974 [1], se trata de obtener:

1.° Cuáles son aquellas propiedades generales o casi generales implícitas en tal clasificación que permitan fijar una serie de principios básicos, objeto posible de una primera comprobación experimental.

2.° Adoptados y generalizados tales principios, cuáles son las posibilidades de clasificación de las clases de comportamiento de modo que resulte una estructura lógica para éstas.

3.1. Clasificación Comisión IV-a, CEB

El cuadro 1 resume, de una parte, las comprobaciones a efectuar para cada una de las cuatro clases de comportamiento adoptadas y de otra, las condiciones que determinan la elección de cada clase según sean: la agresividad del medio ambiente y la sensibilidad de las armaduras a la corrosión. En total se consideran cuatro clases y tres posibilidades para la clase IV.

CUADRO 1. **CEB COMISION IV-a, OCTUBRE 1974**

Clase de comportamiento	ESTADO DE CARGA: ACCIONES A CONSIDERAR			Clases de agresividad del medio ambiente	Clases de sensibilidad de las armaduras a la corrosión
	(a) Cargas totales $F_{gk} + F_{qk}$	(b) Cargas frecuentes $F_{gk} + \Psi_1 \cdot F_{qk}$	Cargas permanentes $F_{gk} + \Psi_2 \cdot F_{qk}$		
I	D	—	—	3	A
II	$\lvert\sigma_{ct}\rvert < f_{cr}$ y $W_k < 0{,}05$ (*)	D	—	2	A
III	—	$W_k < 0{,}2$	D	1	A
IV-1	—	$W_k < 0{,}05$	—	3	B
IV-2	—	$W_k < 0{,}20$	—	2	B
IV-3	—	$W_k < 0{,}40$	—	1	B

(*) Las acciones que presentan un carácter excepcional, bien por su naturaleza, bien por los valores que las definen, no deben incluirse en (A) al efectuar la comprobación $W_k < 0{,}05$ correspondiente a la clase II.

En el cuadro 1,

$F_{gk} + F_{qk}$ es el estado de carga correspondiente a la totalidad de las acciones definidas como cargas permanentes y como cargas variables, consideradas ambas con sus valores característicos;

$F_{gk} + \Psi_1 \cdot F_{qk}$ es el estado de carga correspondiente a las cargas permanentes y a una fracción de las cargas variables $\Psi_1 \cdot F_{qk}$, que comprende las cargas consideradas como frecuentes a efectos de comprobación de las condiciones de fisuración;

$F_{gk} + \Psi_2 \cdot F_{qk}$ el estado de carga correspondiente a las cargas permanentes y a una fracción de las cargas variables $\Psi_2 \cdot F_{qk}$, que comprende las cargas consideradas, a efectos de comprobación de las condiciones de fisuración, como cargas permanentes.

En el mismo cuadro 1,

σ_{ct} es la tensión calculada para la fibra más traccionada de la sección;

f_{cr} es el valor característico de la resistencia aparente del hormigón de una sección, a la fisuración;

W_k es el valor característico de la apertura de fisuras calculado a nivel de armaduras;

D corresponde al estado límite de descompresión calculado, teniendo en cuenta las tensiones originadas en el hormigón por retracción y fluencia cuando existen armaduras pasivas y las tensiones originadas en el hormigón al impedir las armaduras pasivas el cierre de las fisuras.

Las comprobaciones de tipo tensional deben hacerse para la sección integral y las que limitan anchura de fisuras deben hacerse para la sección fisurada.

3.2. Tipos de agresividad del medio y de sensibilidad de armaduras a la corrosión

Son varias las definiciones dadas últimamente en el CEB para los tipos 1, 2 y 3 de agresividad del medio y para las clases A y B de sensibilidad de armaduras. Para mayor claridad se resumen únicamente las correspondientes a la propuesta de octubre de 1975 de la Comisión IV-a del CEB [2].

Conviene resaltar que tales definiciones son dadas por la misma Comisión únicamente a título indicativo:

Agresividad del medio ambiente

Tipo 1. Interiores de edificios de habitación o de oficina y los medios en los que la humedad relativa del aire es superior al 60 % durante un período de tiempo inferior a tres meses por año.

En presencia de aguas ordinarias.

Tipo 2. En interiores de edificios donde la humedad es elevada o pueda ocurrir que existan ocasionalmente vapores corrosivos, las intemperies en atmósferas rural o urbana sin fuertes condensaciones de gases agresivos, los suelos ordinarios.

Tipo 3. En presencia de líquidos, como aguas muy puras y aguas salinas, gases o suelos particularmente agresivos.

Sensibilidad de las armaduras

Tipo A. **Muy sensibles a la corrosión**

Aquellos de diámetro igual o inferior a 6 mm y aquellas, cualquiera que sea su diámetro, de acero simplemente templado o de acero estirado en frío, cuya tracción permanente sea superior a 4.000 kp/cm^2.

Tipo B. **Poco sensibles a la corrosión**

Las restantes armaduras o las anteriores, cuando sean especialmente protegidas.

3.3. Modificación primera a la clasificación

Volviendo al cuadro 1 se encuentra que para el estado correspondiente a cargas totales y para la clase II se ha dado una condición doble.

La primera condición, $\sigma_{ct} \leq f_{cr}$, corresponde al estado límite de formación de fisuras, y la segunda es una condición adicional que limita la anchura de fisuras ante el riesgo de una eventual fisuración. De hecho, y esto es muy importante, esta condición adicional es necesaria según la experiencia, ya que, en algunos casos, puede producirse la fisuración del elemento aunque se haya previsto la comprobación del estado límite de formación de fisuras. En tales casos la anchura de fisuras puede ser grande y, por tanto, el riesgo de corrosión de armaduras es muy superior al que corresponde a las condiciones de agresividad del medio y de sensibilidad de armaduras que determinan la elección de la clase II. Por tanto, el valor de 0,05 mm se ha fijado porque corresponde a una situación en la cual no son de temer efectos de corrosión, para las condiciones de agresividad 2 y sensibilidad A, que caracterizan a la clase II.

En forma más general cabe proponer y seguir el criterio siguiente:

a) Para aquellas situaciones en que se haya producido la fisuración de la estructura, existe un valor límite inferior de W_k tal que cuando no es sobrepasado, el riesgo de corrosión de las armaduras es despreciable con independencia de cuales sean la agresividad y la sensibilidad de las armaduras.

b) Adoptar como valor límite inferior de W_k el mismo valor 0,05 fijado por la Comisión IV-a para las condiciones de agresividad y sensibilidad de armaduras correspondientes a la clase II.

A las comprobaciones establecidas para clase II en el cuadro pueden hacerse dos observaciones importantes:

1.ª La condición marginal [*] dada en el cuadro obligará a hacer una consideración especial acerca de cuales sean las cargas que puedan calificarse como de rara aparición. A falta de una clasificación de las cargas que permita, por tanto, aplicar la condición $W_k \leq 0{,}05$ adecuadamente, es claro que tal condición marginal [*] es equivalente (o debería ser equivalente) a comprobar la condición $W_k \leq 0{,}05$ para cargas frecuentes y no para cargas totales.

2.ª La condición adicional $W_k \leq 0{,}05$ puede igualmente ser requerida asociada a la comprobación del estado límite de descompresión *D*, en la clase I, ya que también es posible una fisuración eventual en clase I, frente a la cual debe tomarse la precaución de limitar el espesor de fisuras a un valor bajo el cual, se admite, no son de temer los efectos de la corrosión. La misma consideración puede hacerse para la comprobación *D*, en clase II, para cargas permanentes.

De lo anterior se deduce que es conveniente una primera modificación al cuadro de clases de comportamiento dada en el cuadro 2. En él se presenta siempre asociado a la condición *D*, estado límite de descompresión, el control de apertura de fisuras inferiores a 0,05 mm.

CUADRO 2. **MODIFICACION PRIMERA A CEB. 1974**

Clase de comportamiento	ESTADOS DE CARGA: ACCIONES A CONSIDERAR			Clase de agresividad	Clase de sensibilidad
	(a) Cargas totales	(b) Cargas frecuentes	(c) Cargas permanentes		
I	D y $W_k < 0{,}05$	—	—	3	A
II	$\lvert \sigma_{ct} \rvert < f_{cr}$	D y $W_k < 0{,}05$	—	2	A
III	—	$W_k < 0{,}20$	D y $W_k < 0{,}05$	1	A
IV-1	—	$W_k < 0{,}05$	—	3	A
IV-2	—	$W_k < 0{,}20$	—	2	B
IV-3	—	$W_k < 0{,}40$	—	1	B

Una condición también determinante de la necesidad de la doble condición D y $W_k \leq 0{,}05$ está en el mismo cálculo del estado límite D.

En el cálculo de D pueden obtenerse, al tener en cuenta las tensiones en el hormigón provocadas por retracción y fluencia en presencia de armaduras adherentes, valores entre 10 y 100 kp/cm^2, superiores en algunos casos, a la resistencia a tracción. La falta de precisión en el cálculo de la retracción y fluencia o las dispersiones mismas que se presentan en la realidad frente a las tensiones calculadas pueden ser importantes. Por ello es necesario, salvo en casos de cálculo y comprobaciones experimentales adecuados, la doble comprobación D y $W_k \leq 0{,}05$.

4. NIVELES DE RIESGO DE CORROSION. PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA DE LA CLASIFICACION EN CLASES

Para cada clase de comportamiento se puede definir un nivel de riesgo de corrosión en el cual se contemplan de manera global las condiciones de agresividad del medio y de sensibilidad de las armaduras. Para ello, adoptamos el sistema de representación dado en el cuadro 3, según el cual los niveles de riesgo de corrosión se establecen según una serie de números obtenidos por la suma de otros asignados a cada clase de agresividad y a cada clase de sensibilidad de armaduras.

CUADRO 3. **NIVELES RIESGO CORROSION**

Clase de comportamiento	Clase de agresividad del medio	Clase de sensibilidad de armaduras	Nivel de riesgo de corrosión
I	3	A (2)	5
II	2	A (2)	4
III	1	A (2)	3
IV-1	3	B (1)	4
IV-2	2	B (1)	3
IV-3	1	B (1)	2

Esta representación permite establecer dos propiedades que caracterizan la estructura de la clasificación de las clases de comportamiento dadas por los cuadros 1 y 2.

1.ª Existe una relación inversa entre los valores límites de fisuras adoptados, para las comprobaciones correspondientes a cargas frecuentes, y el nivel de riesgo de corrosión definido, según se indica en el cuadro 4.

CUADRO 4. **CARGAS FRECUENTES**

Clase de comportamiento	Nivel de riesgo de corrosión	Valores límites de fisuras
I	5	—
II y IV-1	4	$W_k < 0{,}05$ (y/o D)
III y IV-2	3	$W_k < 0{,}20$
IV-3	2	$W_k < 0{,}40$

2.ª Para los niveles de riego de corrosión 3 y 4 existen las siguientes relaciones de equivalencia entre clases de agresividad y sensibilidad de armaduras:

Ambiente 2 y Sensibilidad B $\simeq$ Ambiente 1 y Sensibilidad A.

Ambiente 2 y Sensibilidad A $\simeq$ Ambiente 3 y Sensibilidad B.

La primera de las propiedades anteriores determina que, en el caso de cargas frecuentes, en definitiva es el valor límite de anchura de fisuras el que regula el grado de protección de la estructura, frente a cada uno de los niveles de riesgo de corrosión definidos.

Las propiedades anteriores obtenidas para cargas frecuentes pueden adoptarse igualmente para cargas permanentes, siendo así propiedades generales de la estructura de la clasificación de clases de comportamiento.

5. VALORES DE COEFICIENTES Ψ_1 Y Ψ_2. REDUCCION DEL NUMERO DE CLASES

El cuadro 5 corresponde a la tabla de valores de Ψ_1 y Ψ_2 elaborada por la Comisión Manual EP-74 [3] y propuesta a la Comisión IV-a del CEB.

CUADRO 5. **COEFICIENTES COMISION MANUAL EP-74**

Tipo de estructura	Ψ_1	Ψ_2
Depósitos de agua	1	1
Puentes ferrocarril	1	0
Estadios y edificios públicos	0,8 a 1	0
Puentes de carretera	0,6 a 0,8	0 a 0,2
Almacenes	0,6 a 0,8	0,3 a 0,5
Viviendas	0,6	0,3

El cuadro fue establecido a título orientativo, de acuerdo con las reglas indicativas dadas por la Comisión IV-a del CEB en octubre de 1974 [1]:

$\Psi_1 F_{qk}$: Incluye aquella fracción de las cargas variables cuya aplicación totaliza 10^4 horas en la vida de la estructura o bien que es equivalente, a efectos de fisuración, a 10^5 ciclos de puesta en carga de la estructura en el mismo período.

$\Psi_2 F_{qk}$: Incluye aquella fracción de las cargas variables cuya aplicación totaliza 10^5 horas en la vida de la estructura o bien que es equivalente, a efectos de fisuración, a 2×10^6 ciclos de puesta en carga de la estructura en el mismo período de tiempo.

A la vista del cuadro de coeficientes Ψ_1 y Ψ_2 se analiza la necesidad de la clase I, ya que los valores de tales coeficientes modifican necesariamente la propia estructura de la clasificación de clases de comportamiento.

1.° En el caso en que $\Psi_1 = 1$, las clases I y II en el cuadro 2 son coincidentes.

Según esto puede decirse que es idéntico el comportamiento en las clases I y II de las estructuras, depósitos de agua, puentes de ferrocarril, etc..., para las que se ha propuesto $\Psi_1 = 1$.

2.° En el caso en que $\Psi_1 \neq 1$ y en estructuras comprobadas en clase I, se exagera innecesariamente su grado de protección al obligar que las condiciones D y $W_k \leq 0{,}05$ se cumplan para cargas totales, cuando las mismas condiciones D y $W_k \leq 0{,}05$ son consideradas, para cargas frecuentes, en el caso $\Psi_1 = 1$ como aquellas en que el riesgo de corrosión es despreciable.

Se deduce de esta manera que las clases II y I deben reunirse en una sola, aunque correspondan a niveles de riesgo de corrosión, 4 y 5, diferentes, ya que el grado de protección definido por las condiciones D y $W \leq 0{,}05$ puede darse como límite para el cual el peligro de corrosión es siempre despreciable cualquiera que sea el nivel de riesgo de corrosión, esto es, la agresividad del medio y la sensibilidad de las armaduras.

6. CLASIFICACIONES POSIBLES. DISCUSION

Adoptando la modificación 1.ª y la reducción del número de clases, si además, se retira la condición $\sigma_{ct} \leq f_{cr}$ porque no tiene sentido a efectos de protección a la corrosión, cuando ya han sido comprobadas para las cargas frecuentes las condiciones D y $W_k \leq 0{,}05$, entonces son posibles dos clasificaciones.

La clasificación primera se da en el cuadro 6 a continuación.

CUADRO 6. **PROPUESTA PRIMERA DE CLASIFICACION**

Clase de comportamiento	ESTADO DE CARGA A CONSIDERAR		Clase de agresividad	Clase de sensibilidad	Clase de comportamiento según CEB 1974
	(b) Cargas frecuentes $F_{gk} + \Psi_1 \cdot F_{qk}$	(c) Cargas permanentes $F_{gk} + \Psi_2 \cdot F_{qk}$			
I	D y $W_k < 0{,}05$	—	3	A	I, II, IV-1
			2	A	
			3	B	
II	$W_k < 0{,}20$	D y $W_k < 0{,}05$	1	A	IV-1 y IV-2
			2	B	
III	$W_k < 0{,}40$	$W_k < 0{,}20$	1	B	IV-3

Si se admite que existe un valor límite inferior $W_k \leq 0{,}05$ mm tal que si no es sobrepasado se puede asegurar que el peligro de corrosión es despreciable y por ello no es necesaria la comprobación del estado límite de descomprensión D, el cuadro anterior se transforma en la clasificación dada por el cuadro 7.

CUADRO 7. **PROPUESTA SEGUNDA DE CLASIFICACION**

Clase de comportamiento	ESTADO DE CARGA A CONSIDERAR		Clase de agresividad	Clase de sensibilidad	Clase de comportamiento según CEB 1974
	Cargas frecuentes $F_{gk} + \Psi_1 \cdot F_{qk}$	Cargas permanentes $F_{gk} + \Psi_2 \cdot F_{qk}$			
I	$W_k < 0{,}05$	—	3	A	I, II y IV-1
			2	A	
			3	B	
II	$W_k < 0{,}20$	$W_k < 0{,}05$	1	A	IV-1 y IV-2
			2	B	
III	$W_k < 0{,}40$	$W_k < 0{,}20$	1	B	—

En principio y admitiendo que para el cálculo de W_k correspondiente a valores pequeños del orden de 0,05 mm tuviéramos una seguridad en las fórmulas disponibles para el cálculo de fisuras, debería adoptarse la segunda posibilidad para la clasificación de clases de comportamiento. Tal posibilidad creemos que puede alcanzarse en el futuro, cuando se disponga de fórmulas suficientemente seguras y comprobadas para determinar la apertura de fisuras en el rango de valores inferiores a 0,10 mm, en los que no se ha alcanzado la estabilización del modelo de fisuración.

Por el momento la situación no es tal, especialmente en las estructuras de hormigón pretensado y ello condiciona la solución del problema debiendo adoptarse la posibilidad primera, dada por el cuadro 6, haciendo, si se considera necesario, la anotación conveniente para señalar que la doble condición D y $W_k \leq 0{,}05$ deberá ser comprobada en casos de armaduras de clase de sensibilidad B, siendo suficiente comprobar la condición $W_k \leq 0{,}05$ para los casos de armaduras de sensibilidad A.

7. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Un planteamiento general del problema de la durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado en condiciones de servicio conduce a establecer diferentes métodos posibles de diseño y a adoptar, en el estado actual de conocimiento, el método convencional de las clases de comportamiento.

El análisis de este método se hace partiendo de la clasificación de la Comisión IV-a del CEB de octubre 1974 [1]

Se establece en forma general el criterio de que sea posible fijar un valor límite inferior de W_k, tal que si no es sobrepasado el riesgo de corrosión de las armaduras es despreciable, cualesquiera que sean la agresividad del medio y la sensibilidad de armaduras.

Se ha analizado la estructura de la clasificación de las clases de comportamiento para cargas frecuentes, definiendo para ello los niveles de riesgo de corrosión y se han generalizado las

propiedades de tal estructura a los casos de cargas permanentes. Las propiedades encontradas son las siguientes:

1.ª Relación inversa entre el nivel de riesgo de corrosión y la limitación de la apertura de fisuras.

2.ª Relaciones de equivalencia para los niveles de riesgo de corrosión 3 y 4 entre las combinaciones posibles de clases de agresividad y sensibilidad de armaduras.

Se ha probado la identidad de las clases I y II, proponiéndose que sean reducidas a una clase única.

Finalmente se estudian dos posibilidades de clasificación en las que el número de clases es reducido a tres, según sean las comprobaciones a mantener. Se concluye que debe adoptarse la propuesta primera, que incluye la doble condición D y $W_k \leq 0{,}05$ y se sugiere que en el futuro y cuando se haya logrado la fiabilidad necesaria de las fórmulas de cálculo de anchuras características de fisuras deberá adoptarse un cuadro similar a la propuesta 2.ª.

En orden a establecer en el futuro una clasificación de las clases de comportamiento en las Instrucciones de hormigón armado y pretensado, basadas en las que se adopten en el CEB, es necesario:

1.° Fijar a nivel nacional un cuadro de valores de los coeficientes Ψ_1 y Ψ_2, ya que los establecidos por el CEB lo serán posiblemente a título indicativo. En este punto cabe hacer dos observaciones de interés:

   a. Los coeficientes Ψ_1 y Ψ_2 deben darse en relación con el período de vida de la estructura.

   b. La conveniencia de que los coeficientes Ψ_1 y Ψ_2 sean generalizados a la determinación de estados límites de deformación en servicio de las estructuras y para fijar las masas oscilantes en el caso de acciones sísmicas de intensidad moderada, esto es, para períodos de retorno de 10 a 20 años, y de intensidad severa o para períodos de retorno de 50 a 70 años [4].

2.° Analizar la clasificación correspondiente a los tipos de agresividad del medio y la sensibilidad a la corrosión de las armaduras y adoptarla en su caso a las condiciones y experiencias nacionales.

3.° Orientar y coordinar los trabajos de investigación a escala nacional sobre el problema general de durabilidad en relación con el diseño de las estructuras.

Nota.—Con posterioridad a la VIII Asamblea de la A.T.E.P. una nueva clasificación de las clases de comportamiento dada por el CEB, así como un nuevo cuadro de valores de coeficientes Ψ_1 y Ψ_2 puede verse en la referencia número 5.

REFERENCIAS

1 Comisión IV-a. CEB. Insbruc, octubre 1974.

2 Comisión IV-a. CEB. París, octubre 1975.

3 Comisión Manual EP-74. Madrid, noviembre 1974.

4 F.I.P. Seismic Structure Committee. IASI, Rumania, octubre 1975.

5 CEB Systeme International de reglementation technique unifiee des structures. 2eme Draft. Bulletin d'information n.° 111. Octubre 1975.

Cementos puzolánicos en hormigón pretensado

F. SORIA SANTAMARIA
Dr. en Química Industrial
Jefe del Departamento de Materiales de Construcción
del I. E. T. c. c.

He sido invitado a esta VIII Asamblea de la Asociación Técnica Española del Pretensado para hablarles de unos cementos que siempre se han considerado en segundo plano pero que, a la vista de la panorámica actual del mundo de la energía y del nuevo Pliego de Prescripciones para la recepción de cementos (RC - 75) (supongo que en parte consecuencia de aquélla) vuelven a tener actualidad. Me refiero concretamente a los cementos con adiciones de puzolana, de los que trataré de hablarles unos minutos, precisamente, en la «cuna» de estos materiales de naturaleza volcánica.

El tema de los cementos con adición de puzolana se extiende al hormigón en todas sus formas. Por eso, en primer lugar, haré unas consideraciones generales del mismo para, finalmente, destacar aquellos hechos que tienen un valor positivo a la hora de su aplicación en el hormigón pretensado.

CEMENTOS PORTLAND: SUS DEFECTOS

Como saben, desde hace ya algunos años se ha llegado prácticamente a la cumbre de posibilidades de los cementos portland convencionales, en lo que a desarrollo mecánico-resistente se refiere: máximas saturaciones en cal y elevadas finuras nos han conducido a esos «supercementos», que junto con las modernas técnicas del hormigón permiten levantar esbeltas estructuras en un tiempo récord de construcción.

Pero hacer una obra pronto no es todo; hay que darle persistencia en el tiempo. El cemento no sólo debe adquirir buena resistencia y en el plazo más corto posible, sino que también debe reunir una serie de propiedades impuestas por las exigencias de ciertas construcciones que el cemento que acabamos de mencionar no cumple en toda su extensión.

Desde el punto de vista fisicoquímico, los cementos de más alta saturación en cal (los mal mencionados supercementos) son los de mayor contenido de energía en estado latente a la hora de la hidratación. Los silicatos bicálcico y tricálcico (principales constituyentes de cementos portland) acaban, una vez hidratados, en un silicato cálcico con una relación molecular cal/sílice del orden de 1,5.

Aquí nos encontramos con la primera desventaja del cemento portland: liberación de gran cantidad de hidróxido cálcico en su hidratación y elevado valor del pH en la pasta, el cual es necesario mantener en el cemento endurecido para que sus componentes permanezcan inaltera-

dos. Este pH debe ser superior a 12 y estos valores son muy raros en los materiales que se encuentran en su contacto en la naturaleza, con lo que se crea un grave desequilibrio.

Otra propiedad del cemento portland, y en especial de los de alta saturación en cal, indeseable en grandes masas de hormigón, es el carácter fuertemente exotérmico de sus reacciones de hidratación, unido a la baja conductividad de todo material pétreo: peligro de contracciones y fisuras.

Un tercer factor de inestabilidad de los cementos portland se relaciona con la reacción de carácter expansivo de los aluminatos cálcicos (tercer constituyente del cemento portland en orden de importancia después de los dos silicatos) con los sulfatos del medio, reacción que se favorece notablemente cuando el pH es superior a 12.

NECESIDAD DE ADICIONES ACTIVAS

Consideradas estas desventajas, que repito, llegan a su grado máximo en los modernos supercementos, desde hace ya unos cuantos años, se estudian y emplean otros cementos, que, bien por constitución propia en estado puro (caso de los cementos altos en alúmina o de los cementos PAS) o bien por adiciones adecuadas al cemento portland (caso de los cementos puzolánicos, siderúrgicos y sideropuzolánicos) crean estabilidad, durabilidad en la pasta endurecida, manteniendo y, a ser posible, mejorando las buenas cualidades que, indudablemente, tiene el cemento portland.

Aparición en el tiempo de los compuestos hidráulicos

En orden cronológico de aparición, el primer compuesto hidráulico fue, como ya hemos dicho, la cal hidráulica (fase que denominaremos de descubrimiento del fenómeno hidráulico), que, perfeccionada, condujo a los cementos romanos y cementos naturales. Estos materiales, por deficiencias de fabricación, resultaban ser una mezcla de cal libre, compuestos cálcicos con propiedades hidráulicas y material incocido, de naturaleza arcillosa.

El descubrimiento del cemento portland nos coloca en la fase o era que podíamos llamar de desarrollo del fenómeno hidráulico, llegando a la máxima saturación o combinación de la cal con la ayuda de la técnica y la aportación, en ocasiones, de componentes que favorecen la sinterización. Esta fase de desarrollo del fenómeno hidráulico puede continuar «in crescendo» si se logran mayores temperaturas y mayores finuras para lograr cementos de elevado contenido en silicato tricálcico y reducido porcentaje de minerales de reducida o perniciosa hidraulicidad (aluminato y ferritos).

Estos modernos cementos portland liberan en su hidratación del 30 al 40 % de la cal combinada en forma de hidróxido cálcico, compuesto que no participa en las resistencias y es muy vulnerable, químicamente hablando.

Se necesita, pues, una fase en el desarrollo de los conglomerantes hidráulicos, fase que podíamos llamar estabilización del fenómeno hidráulico, o mejor todavía, estabilización y ampliación del fenómeno hidráulico.

Debemos, pues, pensar en la fijación de esa cal liberada con adiciones de carácter más o menos ácido y capaces de combinar con ella, o con adiciones capaces de desarrollar sus propias cualidades hidráulicas en presencia de dicha cal.

Por otro lado, surge otro motivo importante que justifica aún más la necesidad de desarrollar la aplicación de los cementos mixtos.

En estos momentos todo el mundo tiene planteado el problema de la energía; si no podemos decir todavía que escasea, lo cierto es que su incidencia en el costo de todo proceso ha adquirido considerable importancia.

En el caso de la industria del cemento, el camino más rápido, más eficaz, de paliar este grave inconveniente es incorporar al cemento portland adiciones activadas en calidad y cantidad adecuada, según los casos. Cualquier otra solución posible (reestructuración de la tecnología de fabricación con modificación del proceso de cocción o modificación de la composición de los crudos con vistas a reducir la temperatura de clinkerización) es siempre aleatoria y, por supuesto, a un plazo más o menos largo de puesta a punto.

En este sentido, la Administración, consciente de la importancia del capítulo energético en la industria del cemento (energía que como saben se paga en su mayor parte con divisas) ha previsto una reestructuración de los tipos de cemento al redactar el nuevo Pliego de Cementos RC-75, recientemente publicado.

Para un país como España, que dispone de abundantes y variadas sustancias con actividad puzolánica, sobre todo en estas Islas Canarias, el interés de su aprovechamiento es manifiesto. Su actividad es un hecho ya comprobado y de hecho su aplicación práctica da lugar a cementos de cualidades destacadas. Y esto, extensible, por supuesto, a las puzolanas artificiales que, con un riguroso control, pueden y deben ser tomadas en consideración.

CEMENTOS PUZOLANICOS

Centrado un poco el tema analicemos con más detalle los cementos a que dan origen estas adiciones en el caso de ser puzolanas (cementos puzolánicos).

Puzolanas: Su actividad

En la mayor parte de los casos las puzolanas consisten en una masa amorfa, a veces vitrificada, acompañada de microcristales que, en ocasiones, se encuentran alterados o en fase de descomposición (feldespatos, piróxenos, cuarzo, mica, etc.).

La causa de las cualidades puzolánicas se encuentra en la porción amorfa o vitrificada y, en menor extensión, en los minerales parcialmente alterados, a todo lo cual se le considera la parte activa frente a la cal.

Algunas veces estos materiales sufren un calentamiento controlado para mejorar su actividad; con ello se deshidrata y «ahueca» la red cristalina, quedando más propensa para su reacción. Si el calentamiento es excesivo se reduce o anula dicha actividad.

Estos productos naturales, en sus distintos orígenes adquieren nombres diversos según el país de procedencia: Tierra de Santorin en Grecia, puzolana en Italia y España, trass en Alemania y Rumania, móler en Dinamarca, gaize en Francia, «surki» en Japón, etc.

Al pensar en la aptitud de combinación de la puzolana, lo que de ahora en adelante llamaremos actividad puzolánica, deberán tenerse en cuenta tres cosas: los constituyentes químicos, el tipo de unión o enlace entre ellos y su estado físico.

De los constituyentes químicos, los más importantes son la sílice y la alúmina; el óxido de hierro se supone que actúa como alúmina, aunque quizás en forma más atenuada. Estos óxidos mantienen uniones inestables o débiles en el material de origen (vidrios y tobas volcánicas) o se crea la relajación por un tratamiento térmico (arcillas activadas, por ejemplo).

Poco se sabe hasta ahora del papel que juegan los componentes menores en las puzolanas. No obstante, debemos destacar que los álcalis son de capital importancia por sus relaciones de solubilidad con la cal.

El estado físico juega un papel decisivo en la actividad. Así, los materiales zeolíticos encontrados en las tobas volcánicas se atacan por la cal más rápidamente que las puzolanas vítreas, fijando una cantidad de cal muy superior a la que supone un simple cambio de base. En el caso de los vidrios tiene importancia su origen; si se ha formado por enfriamiento brusco del magma

fundido, lanzado en las erupciones y pulverizado por acción de gases y vapor de agua, se crea una textura de gran superficie interna (aerogel) que es condicionante de su mayor o menor actividad.

No es posible cifrar la actividad de una puzolana en todos y cada uno de los aspectos citados, aunque sí debemos admitir que tanto el estado físico, en todas sus formas, como los componentes químicos, poseen mayor o menor actividad. Quiere esto decir que cada puzolana representa un caso particular no pudiendo establecer, por el momento, una teoría general acerca de la actividad puzolánica.

Lo único cierto, dejando a un lado la complejidad y la cinética de las transformaciones que ocurren en el ataque de las puzolanas por la cal, es que al final se producen compuestos del mismo tipo que los obtenidos por hidratación de los componentes anhidros del cemento portland. Así, se ha demostrado con las modernas técnicas de análisis fisicoquímico, que aparece un silicato cálcico hidratado y gelatinoso de baja basicidad y composición variable con el tipo y proporción de puzolana y con el tiempo. Esto es lo importante: sustituir en el cemento portland un producto no hidráulico, soluble y pernicioso como es el hidróxido cálcico, por un producto hidráulico y resistente, como es la tobermorita, base de los conglomerantes silicocalcáreos hidratados.

Es más, en el fenómeno puzolánico, la puzolana no se limita sólo a la fijación de hidróxido cálcico liberado en la hidratación del portland, sino que también puede reducir la basicidad de los silicatos hidratados, afianzando aún más la reducción de la basicidad de la pasta y, por lo tanto, su estabilidad frente a medios agresivos de tipo químico.

PROPIEDADES DE LOS CEMENTOS PUZOLANICOS

Como decíamos antes, estos cementos están constituidos por clinker de cemento portland y una adición hidráulica, que es la puzolana.

Debemos recordar que el mecanismo de hidratación y endurecimiento de estos conglomerantes no consiste en un proceso desencadenado por un catalizador para activar una hidraulicidad latente, como ocurre en el caso de las escorias, sino en una verdadera reacción química entre la adición puzolánica y la cal liberada en la hidratación del cemento portland (ambas, por sí solas, incapaces de formar compuestos hidráulicos).

Entre las propiedades son de destacar las siguientes:

Calor de hidratación

Al sustituir parte del cemento portland por puzolana, el calor desarrollado en la hidratación disminuirá con el tiempo en una proporción prácticamente proporcional a la puzolana añadida. No se obtienen valores rigurosamente proporcionales porque también la reacción cal-puzolana es débilmente exotérmica y porque el efecto de dispersión de la puzolana sobre la fracción de portland facilita su ataque y acelera un poco su velocidad de hidratación.

En todo caso el hecho concreto es que en la práctica se reduce siempre el calor desprendido en la masa total del hormigón. Consecuencia inmediata es la reducción de la tendencia a la fisuración de origen térmico.

Resistencia química en ambientes agresivos

En este aspecto recordemos que el cemento portland hidratado y endurecido, por su gran cantidad de cal liberada, es altamente básico (pH 12) y, por constitución (AC_3 mayor o menor cuantía), es vulnerable al ataque de sulfatos en general (terrenos y aguas selenitosos, agua de mar, etc.). Ambas causas de posible agresión (cal liberada y aluminatos) pueden llegar a reducirse y hasta anularse en presencia de puzolana.

Para tener éxito conviene que el cemento hidratado adquiera suficiente madurez antes de exponerlo al medio agresivo, para que el cemento pierda el $Ca(OH)_2$ causante de la alcalinidad y ambiente propicio para el desarrollo de otras reacciones secundarias perniciosas, como las que tienen lugar en presencia de sulfatos.

A este fenómeno debe añadirse la colaboración del efecto de geles de nueva creación procedentes de la reacción cal-puzolana y que tienden a rellenar los espacios vacíos, reforzando la compacidad y estanqueidad del hormigón, cualidad muy valiosa en trabajos que han de soportar el continuo contacto con el agua: mayor impermeabilidad y, en consecuencia, menor tendencia al deslavado de la cal por aguas puras o ácidas y a la formación de eflorescencias.

Resistencia mecánico-resistente

En este aspecto, la presencia de una puzolana en el cemento portland tiene dos efectos distintos y en los que juega un papel importante el tiempo. Inicialmente actúa como un inerte no nocivo con un endurecimiento más lento que el portland-base. Más adelante aparece como un componente activo, cuyos óxidos ácidos (sílice, alúmina, e incluso óxido de hierro) combinan gradualmente con la cal liberada en la hidratación de los silicatos del portland para formar nuevos compuestos hidráulicos estables; las discrepancias mecánicas con el portland disminuyen, más tarde desaparecen y, finalmente, la resistencia del cemento puzolánico es superior a la del portland, a igualdad de condiciones; es el reflejo de la ampliación del fenómeno hidráulico que citaba al principio de esta conferencia.

Por eso, al considerar las resistencias de los cementos puzolánicos hay que contemplar dos períodos: corto y largo plazo.

En la práctica se interpreta mal la idea de que el cemento puzolánico es un cemento lento y que, por tanto, tarda más tiempo en alcanzar las mismas resistencias que el portland, con los consiguientes trastornos al ejecutar un elemento de obra. Esta idea es cierta si no decimos más, porque en efecto, un cemento puzolánico resiste menos en sus primeras edades que un portland base, pero se desvanece al contemplar el RC-75, en el que, a igualdad de categoría resistente, fija las mismas cargas mínimas de rotura a todas las edades para todos los tipos de cemento.

Concretamente, un P-350 y un PUZ-350 tienen las mismas exigencias mecánicas, ya sea a 3 (indicativa para el PUZ), 7 ó 28 días.

Esta idea falsa se apoya en la forma de actuar de la puzolana en los momentos iniciales (una adición inerte no nociva)... Así, si se realiza un hormigón con 300 kg de un conglomerante puzolánico de composición 0,67 clinker + 0,30 puzolana + 0,03 yeso, en las primeras edades se comportará como un hormigón dosificado sólo con $300 \times 0{,}67 = 201$ kg de clinker, lo que explica la idea antes apuntada.

Pero debemos tener en cuenta que para lograr un cemento puzolánico que encaje en el Pliego dentro de un tipo resistente (por ejemplo 350), el fabricante debe partir de un cemento, o mejor, de un clinker, de más altas resistencias, al que se le exigen a todas las edades, un porcentaje de aumento que compensa sobradamente el comportamiento inerte de la adición puzolánica.

Por ejemplo, para fabricar un PUZ-350 se parte de un clinker de categoría 450, al que a los 28, 7 y 3 días se le exigen, respectivamente, cargas de rotura de 450, 350 y 250 kp/cm^2, que son:

$$\frac{450 - 350}{350} = 0{,}28; \quad \frac{350 - 250}{250} = 0{,}40; \quad \frac{250 - 175}{175} = 0{,}42$$

un 28, un 40 y un 42 % más elevadas que las del P-350.

Introduciendo este factor de corrección en la expresión que hemos señalado al dosificar el hormigón, nos da para las edades tempranas los siguiente:

a 3 días: $300 \times 0{,}70 \times 1{,}42 = 298$ kg de un cemento P-350
a 7 días: $300 \times 0{,}70 \times 1{,}40 = 294$ kg de un cemento P-350

Es decir, que en la primera edad un PUZ-350 endurece como un P-350, ya que su portland base es un 450, lo que implica que el ritmo de obra puede ser el mismo para ambos cementos.

Esto explica que en el Pliego de Prescripciones exista un escalón menos en los tipos resistentes de los PUZ con relación a los portland.

Naturalmente, estamos hablando de mínimos resistentes para ambos tipos de cemento. En la práctica aparecen en el mercado cementos de uno y otro tipo con márgenes variados para las distintas marcas comerciales, a juicio del propio fabricante.

Si contemplamos las resistencias de los cementos puzolánicos a largo plazo (y hablo de edades por encima de un mes) el efecto es interesante como les dije antes, porque un cemento portland con puzolana es siempre más resistente que incluso el mismo portland que le sirvió de base. Es decir, si para compensar su inercia inicial hemos de emplear un portland base de categoría superior, a edades más avanzadas nos encontramos con un conglomerante de más nivel que el propio portland, se empieza con un nivel inferior y se acaba con otro superior.

Además, es típico que el incremento de las cargas a flexotracción es más rápido que el de las cargas a compresión.

Otros efectos

En otros aspectos, ciertas puzolanas mejoran la docilidad de las pastas y reducen la tendencia de los áridos a la segregación, así como la relación agua/cemento.

La reacción «árido-álcalis», que como saben transcurre entre áridos silíceos reactivos (ópalo, cristobalita y algunos vidrios volcánicos) y los álcalis o sales alcalinas (aportados por el cemento principalmente y en menor proporción por áridos y aditivos) puede combatirse paradógicamente con el empleo de puzolanas, evitando sus peligrosos efectos expansivos.

Digo, paradógicamente, porque la puzolana es un árido de gran reactividad frente a los álcalis; sin embargo, su finura y reactividad son tales que gran parte de la reacción se produce tan rápidamente y tan homogéneamente a través de toda la masa de hormigón que no crea dilataciones una vez fraguado y endurecido aquél.

En cualquier caso, para que la reacción árido-álcalis tenga lugar es preciso un mínimo de humedad para solubilizar los álcalis y crear el medio adecuado en los poros; en un hormigón seco no se produce dicha reacción.

Todo este conjunto de propiedades que hemos generalizado depende, lógicamente, del tipo de clinker empleado, del material puzolánico y de la relación de mezcla, sin olvidar la importancia del yeso.

El clinker es tanto mejor cuanto más reducido sea su aluminato, más alta su saturación en cal y más elevado su módulo silícico para mantener alto el contenido total de silicatos. Empleando este clinker se anula, o al menos se atenúa notablemente, la posibilidad de agresión por medios sulfatados en las primeras edades del conglomerante (ausencia de aluminato tricálcico). Más tarde, la fijación de cal por parte de la puzolana coloca al conglomerante en una región del sistema CaO -SO_4Ca - Al_2O_3-H_2O, en la cual, debido a la mayor solubilidad de los aluminatos ocasionada por la baja concentración de Ca^{++}, se requieren concentraciones muy altas de sulfatos para que el conjunto se traslade a la zona peligrosa de existencia de la etringita (sulfoaluminato expansivo).

Las puzolanas son variables en actividad: a mayor energía, mejores resistencias a corto plazo y notable resistencia química.

En cuanto al yeso, para el caso de mezclas a base de puzolanas de energía limitada, va bien el yeso dihidrato; para mezclas con puzolana de gran energía y rápido desarrollo es preferible la adición de anhidrita, que en su hidratación desarrolla un efecto más suave.

Finalmente, en cuanto a la relación de mezcla, deben, naturalmente, evitarse los efectos perniciosos de una adición indiscriminada de puzolana, que a veces se aplica por una economía mal entendida. Es difícil fijar una relación óptima ya que puede variar (a igualdad de clinker y puzolana) con el fin a que se destine el cemento, que puede exigir con más intensidad una o un número limitado de sus características de calidad.

APLICACIONES DE LOS CEMENTOS PUZOLANICOS

Todas las cualidades antes mencionadas, hacen que los cementos puzolánicos sean aptos y, mejor aún, preferidos para una amplia serie de empleos específicos, entre los que destacan:

— Cimentaciones en todo terreno.

— Hormigones en masa en general, y, especialmente, en presas y obras hidráulicas.

— Hormigones en contacto con terrenos yesíferos.

— Hormigones sumergidos en aguas puras, ácidas o selenitosas.

— Hormigones expuestos a la acción del agua del mar o ambientes marítimos.

— En elementos de saneamiento, fundamentalmente en canalizaciones.

— En morteros de fábrica de ladrillo, mampostería, solados o alicatados.

— En morteros para enfoscados y enlucidos.

En otros muchos casos pueden emplearse indistintamente los cementos portland o los cementos puzolánicos.

Tal es el caso de aquellas unidades en las que sólo se considera la resistencia, como pueden ser las estructuras de hormigón armado, con sólo tomar la precaución de elegir el tipo resistente adecuado, según establece el PCCH-64.

APLICACION EN HORMIGON ARMADO O PRETENSADO

Sobre su empleo en hormigón armado o pretensado se han expuesto en ocasiones dudas sobre si la puzolana puede tender a promover la corrosión de las armaduras. Numerosos ensayos, experiencias y realizaciones prácticas han demostrado que estas ideas son totalmente infundadas.

En primer lugar

La adición de puzolana no produce cambios sustanciales en la alcalinidad del hormigón, que mantiene una película protectora de hidróxido ferroso sobre la superficie del acero, película cuya función es, como saben, prevenir el acceso de agua y oxígeno a dicha superficie.

Como alcalinidad debe considerarse la concentración de iones OH^-, definidores del pH, y en ello intervienen en mayor medida los hidróxidos alcalinos que el hidróxido cálcico, al menos empleando ciertas puzolanas.

Esto se observa analizando los resultados del ensayo de puzolanicidad donde, en muchas ocasiones, a pesar de reducirse sustancialmente la cal en solución se mantiene y hasta se aumenta la alcalinidad total en el tiempo. Teniendo en cuenta la alta dilución empleada en este ensa-

yo (A/C = 5), lógicamente, la concentración alcalina y, por tanto, el pH, serán superiores en las pastas normales (A/C = 0,5) con lo que resulta poco probable que en la práctica sea notorio el descenso del pH al emplear un cemento puzolánico, no llegando en ningún caso al nivel exigido para la pasivación del acero.

En segundo término

La reacción puzolánica aumenta la impermeabilidad del hormigón disminuyendo, por lo tanto, la penetración hasta la superficie del acero de agua y oxígeno por una parte (causas directas de la corrosión) y de anhídrido carbónico y sales disueltas por la otra (causas de la destrucción de la pasivación).

Los geles de nueva formación disminuyen, a su vez, la cantidad de cal que puede deslavarse o arrastrarse del hormigón, bien porque ofrecen una gran resistencia al paso del agua por su peculiar estructura, bien porque la fijan creando productos insolubles, o bien por ambas causas a la vez.

Los hormigones con cemento puzolánico son más elásticos, más flexibles que los de cemento portland, como consecuencia de la mayor riqueza en productos hidratados amorfos o microcristalinos de su pasta hidratada.

La práctica ha demostrado que dichos hormigones muestran mejor comportamiento en lo que respecta al cracking, lo cual es consecuencia, no sólo de una menor contracción térmica en la masa (menor calor de hidratación), sino también de su mayor capacidad de fluencia bajo carga antes de que se produzca la rotura.

No debemos olvidar que un hormigón fisurado, lo mismo que un hormigón permeable puede facilitar la penetración de sustancias nocivas en solución o en fase gaseosa.

CONCLUSIONES

Como resumen, yo concluiría esta charla recordando a los usuarios del cemento que a la hora de elegir un conglomerante consideren todo el espectro de sus posibilidades a tenor con sus exigencias. No basta, en muchos casos, que el cemento resista mucho y pronto; la obra debe durar y en las mejores condiciones de trabajo posibles.

Los cementos puzolánicos son, prácticamente, conglomerantes de uso general. Su espectro de cualidades (buenas por supuesto) es indudablemente más amplio que el del cemento portland y, por tanto, pueden cubrir mejor las exigencias en numerosos tipos de aplicaciones. A igualdad de tipo resistente son cementos que, bien aplicados, ofrecen un futuro en las obras de toda garantía.

Volviendo al tema de las armaduras, diremos, como siempre, que las mejores armas para luchar contra la corrosión son: una capa de hormigón de espesor adecuado sobre la armadura, una buena dosificación de cemento, una relación agua/cemento baja y una buena ejecución (puesta en obra, curado, evitar segregaciones, etc., etc.), resaltando, una vez más, que la permeabilidad y porosidad de la pasta serán siempre las características físicas que más pueden influir en la corrosión de la armadura.

Básicamente, el acero en el pretensado sigue las mismas reglas que en el armado en cuanto a corrosión y protección se refiere. La diferencia está en que las consecuencias de la corrosión de una armadura pretensada son más graves que las de la corrosión de una armadura ordinaria y, por lo tanto, prevenir dicha corrosión es muy importante.

La influencia de los esfuerzos previos de compresión sobre la resistencia a tracción del hormigón

J. CALAVERA Dr. Ingeniero de Caminos
E. GONZALEZ VALLE Ingeniero Técnico C. C.
G. GONZALEZ ISABEL Ingeniero de Caminos

1. INTRODUCCION

Dentro de los planes de investigación propios del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC), durante el año 1975 se planteó y desarrolló una investigación experimental para el estudio de la influencia que esfuerzos previos de compresión podían tener sobre la resistencia a tracción del hormigón.

La investigación desarrollada, como paso preliminar a un plan más amplio y determinante, y de la cual es objeto la presente comunicación, tiene un indudable interés para las obras en las cuales se aplica la técnica del hormigón pretensado. Sus conclusiones son directamente aplicables al estudio de problemas de Patología originados por sobretesados, altas tensiones de compresión localizadas bajo zonas de anclaje, etc., así como para valorar la seguridad a fisuración de hormigones sometidos a compresiones axiales, de intensidad y duración determinadas.

2. PLAN DE ENSAYO

La investigación experimental desarrollada para estudio del aspecto citado, se estableció sobre el ensayo de probetas cilíndricas 15 × 30, que sometidas a compresiones variables, fueron posteriormente ensayadas a tracción mediante ensayo brasileño.

2.1. Tipo de hormigón

El hormigón adoptado para la investigación, respondió a la siguiente dosificación.

— Grava 6/20 ... ... 1.125 kg/m^3
— Arena 0/6 ... ... 700 kg/m^3
— Cemento P-350 ... ... 400 kg/m^3
— Agua ... ... 200 l/m^3

El asentamiento en cono de Abrams fue de 5 ± 1 cm, siendo compactadas las probetas mediante vibrado.

2.2. Fabricación de probetas y curado de las probetas

Mediante hormigonera, de eje vertical, se realizaron nueve amasadas idénticas de 330 l que fueron designadas como A, B, C, D, E, F, G, H e I. De cada amasada fueron fabricadas doce probetas cilíndricas 15 × 30, designadas como (A-1 ... A-12, B-1 ... B-12, C-1 ... C-12), respectivamente, de acuerdo con el orden de fabricación. Las probetas fueron curadas durante los primeros siete días en cámara standard, y los 21 días restantes hasta su ensayo en cámara de características: Humedad relativa, 65 %; temperatura, 20° C.

2.3. Variables del estudio y proceso de ensayo

A los 28 días de su fabricación, fueron ensayadas a compresión las probetas 1 y 12 de cada serie y su valor medio se tomó como patrón de la serie f_{cm}.

A continuación las 2 y 11 de cada serie fueron sometidas a ensayo brasileño.

Las 3 y 10, tras estar sometidas a una compresión previa del 65 % del valor f_{cm}, fueron sometidas a ensayo brasileño. Las 4 y 9 se sometieron a compresión previa del 75 % y posteriormente ensayadas a tracción. Análogamente se procedió con las 5 y 8, que tras someterlas a una precompresión del 85 % fueron ensayadas a tracción y asimismo las 6 y 7, que fueron sometidas a una compresión del 95 % previamente al ensayo brasileño.

En las series A, D y G, la precompresión se alcanzó a velocidad standard según Norma *UNE-7242,* descargándose acto seguido. En las series B, E y H, la precompresión se mantuvo durante 5 minutos y en las series C, F e I se mantuvieron comprimidas las probetas durante 15 minutos.

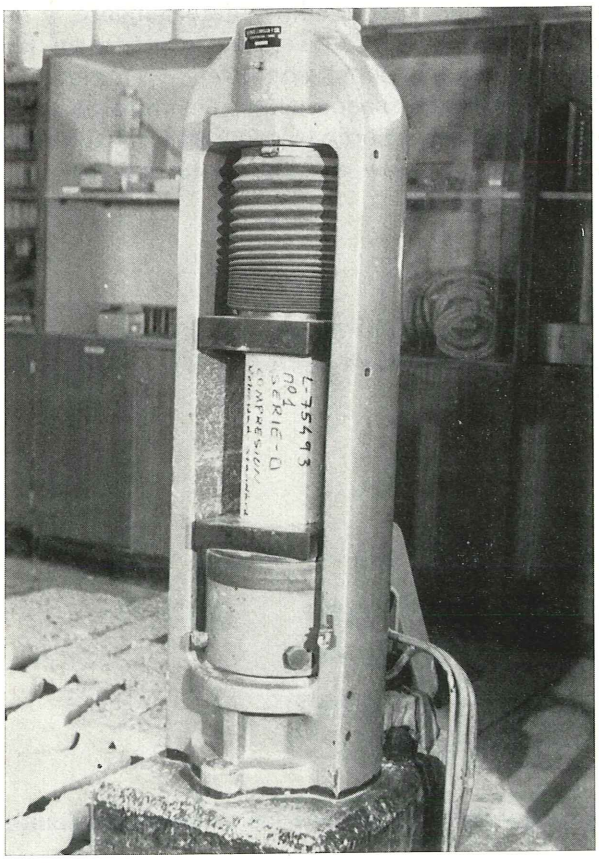


Fig. 1

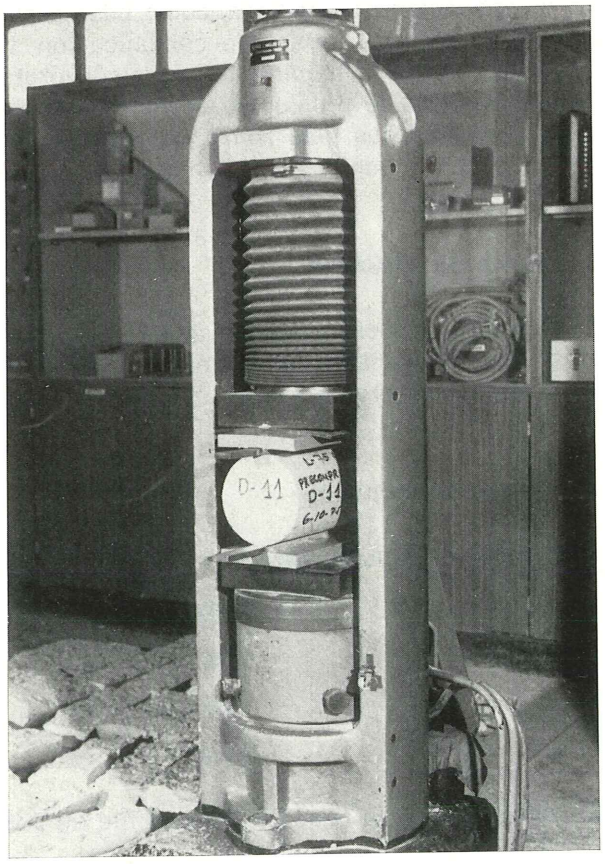


Fig. 2

El ensayo, pues, fue planteado para investigar la influencia de dos variables.

— Grado de la precompresión.

— Duración de la precompresión.

Las figuras 1 y 2, muestran aspectos del ensayo a compresión y del ensayo brasileño.

La investigación fue realizada en el Leboratorio Central de INTEMAC, habiéndose empleado una prensa AMSLER de 100 t de capacidad, clase I.

La tabla 1, presenta los resultados de ensayos a compresión en las doce amasadas, haciéndose notar que la calidad del hormigón empleado en la investigación puede considerarse como normal, dentro del campo de las obras pretensadas.

La tabla 2, recoge la referencia de cada amasada y el tiempo de mantenimiento de la precompresión, según el proceso antes referido.

ENSAYOS DE TRACCION PURA - TABLA 1

AMASADA	Nº DE PROBETAS CILINDRICAS	RESISTENCIAS A COMPRESION (kp /cm²)		
		f_{c1}	f_{c12}	f_{cm}
A	12	365	367	366
B	12	354	329	342
C	12	331	342	337
D	12	338	358	348
E	12	361	345	353
F	12	317	317	317
G	12	321	287	304
H	12	371	370	370
I	12	339	375	357

ENSAYOS DE TRACCION PURA - TABLA 2

AMASADA	TIEMPO DE MANTENIMIENTO DE LA PRECOMPRESION
A	0
B	5 MINUTOS
C	15 MINUTOS
D	0
E	5 MINUTOS
F	15 MINUTOS
G	0
H	5 MINUTOS
I	15 MINUTOS

3. RESULTADOS

En las tablas 3A, 3B y 3C, se acompañan los resultados de los ensayos realizados para investigación del aspecto aludido.

ENSAYOS DE TRACCION PURA - TABLA 3·A

AMASADA	RESISTENCIAS A TRACCION SEGUN EL GRADO DE PRECOMPRESION APLICADO (kp/cm²)				
	0%	65%	75%	85%	95%
A	24.10	24.16	22.78	21.16	—
D	22.72	20.55	18.75	16.83	15.87
G	20.49	19.29	16.53	15.27	14.24
VALOR MEDIO	22.44	21.33	19.35	17.75	15.00
COEFICIENTE DE VARIACION V	0.01 0.03 0.06	0.04 0.07 0.01	0.05 0.09 0.09	0.14 0.00 0.02	— 0.01 0.02
PORCENTAJE DE BAJA DE RESISTENCIA	0	5	11	21	33

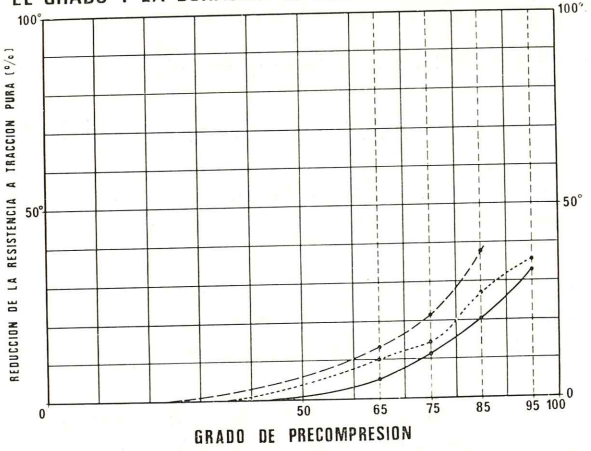
ENSAYOS DE TRACCION PURA - TABLA 3·B

AMASADA	RESISTENCIAS A TRACCION SEGUN EL GRADO DE PRECOMPRESION APLICADO (kp/cm²)				
	0%	65%	75%	85%	95%
B	19.59	18.27	17.13	15.45	11.06
E	21.58	18.21	17.13	14.72	11.30
H	21.58	20.13	20.01	15.45	11.66
VALOR MEDIO	20.92	18.87	18.09	15.21	11.34
COEFICIENTE DE VARIACION V	0.06 0.02 0.05	0.00 0.06 0.06	0.08 0.03 0.09	0.13 0.24 0.12	— — —
PORCENTAJE DE BAJA DE RESISTENCIA	0	10	13.5	27	35

ENSAYOS DE TRACCION PURA - TABLA 3·C

AMASADA	RESISTENCIAS A TRACCION SEGUN EL GRADO DE PRECOMPRESION APLICADO (kp/cm²)				
	0%	65%	75%	85%	95%
C	21.16	18.40	16.95	15.21	—
F	22.66	20.61	17.85	14.36	—
I	19.05	15.33	14.30	10.04	10.82
VALOR MEDIO	20.96	18.11	16.37	13.20	—
COEFICIENTE DE VARIACION V	0.06 0.02 0.02	0.08 0.03 0.02	0.17 0.05 0.10	0.04 0.18 0.28	— — —
PORCENTAJE DE BAJA DE RESISTENCIA	0	13	21.5	37	—

DESCENSOS DE LA RESISTENCIA A TRACCION PURA SEGUN EL GRADO Y LA DURACION DE PRECOMPRESIONES PREVIAS



La tabla 3A corresponde a la serie de ensayos, en la cual, la precompresión no fue mantenida por tiempo alguno tras alcanzarse el porcentaje respectivo de f_{cm}.

La tabla 3B corresponde a tiempos de mantenimiento de la precompresión de 5 minutos y la tabla 3C, a tiempos de 15 minutos.

En las tablas quedan expresados los coeficientes de variación registrados en cada serie de ensayo y el porcentaje de baja de resistencia a tracción frente al estado no precomprimido.

Finalmente acompañamos un gráfico en el cual quedan resumidos los ensayos realizados, correspondiendo las diferentes curvas a tiempos de duración de la precompresión de 0,5 y 15 minutos.

4. CONCLUSIONES

De la investigación realizada, se obtienen conclusiones interesantes de aplicación directa y a su vez abren un campo de experimentación a investigaciones más amplias que pretenden ser desarrolladas por este Instituto Técnico de Materiales y Construcciones.

1.ª La resistencia a tracción de los hormigones queda afectada por los estados de compresión previos. Dicha influencia comienza a ser sensible para precompresiones del 65 % y alcanzan valores cifrados en bajas del orden del 33 % para precompresiones del 95 %, para estados de precompresión de duración instantánea prácticamente.

2.ª La duración del estado de precompresión es, asimismo, de influencia apreciable. Tiempos de precompresión del orden de 15 minutos conducen a bajas en la resistencia a tracción del orden del 37 % para precompresiones del 85 % de su carga de rotura.

3.ª Es de esperar que estados de precompresión del orden del 65 % al 75 % de su carga de rotura, pero de duración permanente, conduzcan a bajas importantes en la resistencia a tracción de los hormigones.

4.ª Parece probable que el fenómeno detectado esté relacionado con la microfisuración interna, producida por la retracción de la pasta y coartada por la presencia de los áridos. Esta microfisuración parece propagarse y acentuarse bajo la acción de las compresiones previas, afectando seriamente a la resistencia a tracción.

atecyr

JORNADA TECNICA SOBRE INGENIERIA DE LAS APLICACIONES DE LA ENERGIA SOLAR

El Grupo de Trabajo de Energía Solar de la Asociación Técnica Española de Climatización y Refrigeración (ATECYR) organizó, el día 17 de febrero de 1976, en el Salón de Conferencias del Instituto Eduardo Torroja, una Jornada Técnica en la que se presentó el documento de ASHRAE (American Society of Heating and Air Conditioning Engineers, Inc.) «Ingeniería de las Aplicaciones de la Energía Solar», traducido y adaptado al castellano, por el citado grupo de trabajo.

Después de una detenida y comentada presentación de la publicación se inició un interesante coloquio sobre los diversos temas incluidos en la misma.

* * *

JORNADA TECNICA SOBRE APROVECHAMIENTO DE LA ENERGIA GEOTERMICA

El Comité de Actividades de ATECYR organizó el día 4 de marzo de 1976, en la Sala de Conferencias del Instituto Eduardo Torroja, una Jornada Técnica sobre «Aprovechamiento de la Energía Geotérmica en Calefacción y Refrigeración».

A partir de la superficie del suelo, la temperatura aumenta 1° C cada 30 m (gradiente térmico normal), primero, y más rápidamente, después, hasta 1° C cada 10 m (gradiente anormal). El aprovechamiento de estos gradientes constituye una fuente de energía que se utiliza ya de forma masiva en numerosos países: URSS, USA, Francia, Hungría, Italia, etc. Sólo en la URSS había una potencia instalada de 5.000 MW en instalaciones de calefacción.

La exploración y explotación de la energía geotérmica es particularmente activa en todo el mundo y se prevé un más rápido aumento en los próximos años; las cifras consagradas a la investigación crecen en forma exponencial.

Como energía no importada y no contaminante, los recursos contenidos en los numerosos mantos acuíferos con temperaturas superiores a los 50° C que existen en nuestro país, podrían contribuir a aliviar nuestra penuria de energéticos, principalmente en calefacción urbana, industrial o agrícola.

Nuestra situación económica exige, de todos, esfuerzos e imaginación para aprovechar los recursos propios de la manera más eficaz.

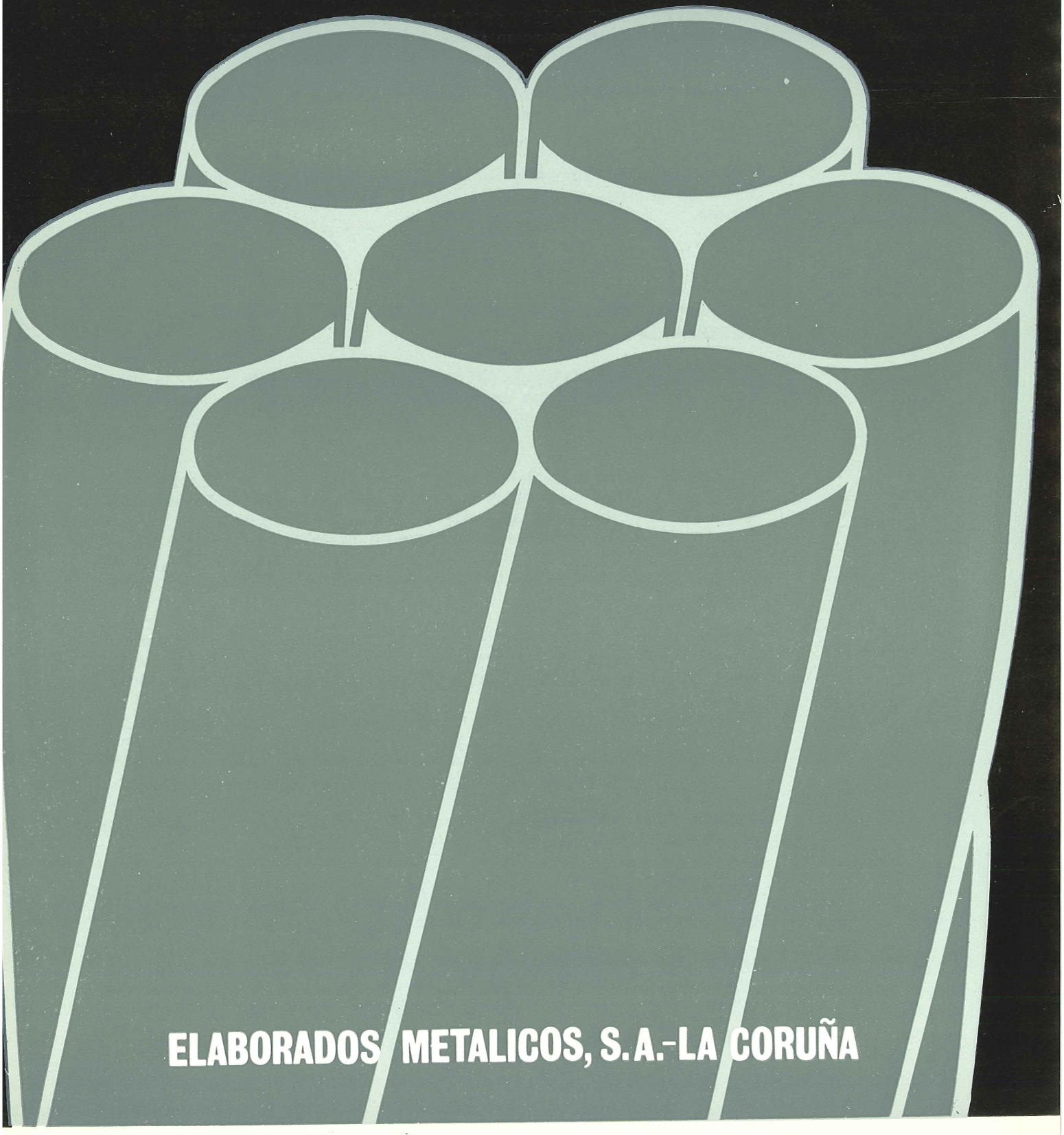
La presentación del tema corrió a cargo de D. Fernando Pendás (Empresa Nacional ADARO de Investigaciones Mineras), D. Jerónimo Abad (Instituto Geológico y Minero de España) y M. Roux (Le Froid Industriel York, S. A.).

Con la organización de esta nueva jornada, ATECYR quiso mantener informados a sus socios sobre la controvertible temática de la energía y su aplicación en consumos residenciales. Es de destacar la participación de M. Roux, especialista francés en la materia que informó sobre experiencias concretas realizadas en el país vecino.

EMESA

Stress-Relieved STRAND and WIRE for prestressed concrette & Low relaxation

TERMOESTABLE



ELABORADOS METALICOS, S.A.-LA CORUÑA

Algunos ensayos de fragilización por hidrógeno sobre alambres para pretensado

PEREGRIN ESTELLES PLANELLS

Licenciado en Ciencias
Elaborados Metálicos, S. A.

Uno de los temas de actualidad sobre características de los aceros para pretensado es el que se refiere a sus propiedades frente a los fenómenos de corrosión, fenómenos éstos que se hacen todavía más complejos cuando se ven asociados con las tensiones a que están sometidos estos aceros durante su vida.

Especial interés en este sentido es el que presentan aquellas obras que se encuentran en contacto con el agua, tales como tuberías y canales o piezas que, todavía en peores condiciones, lo hacen con el agua de mar.

En el caso de la corrosión, debido a que estos fenómenos se desarrollan lentamente con el tiempo, nos encontramos ante un problema que guarda semejanza con otros precedentes que, por el mismo hecho, obliga a buscar ensayos acelerados que permitan prever, con cierto margen de garantía, el comportamiento a largo plazo. Nos referimos naturalmente a los ensayos de relajación-fluencia.

No vamos a extendernos aquí en hacer una exposición de los múltiples aspectos que pueden presentar los fenómenos de corrosión, ni mucho menos todavía intentar exponer cuáles son los mecanismos que los producen, ya que a pesar de todo lo que se estudia y se ha estudiado no se ha llegado todavía a dominar este problema.

Un buen número de laboratorios europeos, institutos, organismos y fabricantes están desarrollando programas de investigación sobre el tema con objeto de poder determinar cuáles son los ensayos de control que deben realizarse y cuáles las especificaciones que deben exigirse.

Antecedentes sobre todo esto pueden verse en un artículo de F. Dumas, publicado en la revista «Hormigón y Acero», núm. 113, de la Asociación Técnica Española del Pretensado, por tanto no vamos a extendernos sobre ello.

Solamente diremos que como comienzo de nuestro programa hemos elegido el ensayo de resistencia a la corrosión bajo tensión, en un medio de tiocianato amónico que produce una rotura repentina del acero al cabo de pocas horas de duración en comparación con los ensayos al agua destilada o agua de mar. De esta forma, en menor plazo de tiempo obtendríamos mayor número de ensayos y podríamos experimentar mayor número de variantes.

Desgraciadamente, hasta el momento presente no hemos podido llegar a conclusiones satisfactorias por ser muy limitado el número de ensayos, bastante extensas las variantes introducidas y pocos los ensayos repetidos.

Diremos, en descargo de lo anterior, que nuestra impaciencia por encontrar mejoras o simplemente notables diferencias, nos ha llevado a realizar ensayos en condiciones diferentes de tratamiento de los alambres. Por otra parte, si admitimos una posible correlación entre los ensayos de corrosión y resistencia a la fatiga, habremos encontrado otro motivo más para tratar de averiguar cuál es el tratamiento más adecuado y en su día comprobaremos si éstos son valederos para ambas características.

Hasta este momento, en alguna de nuestra documentación técnica, hemos encontrado datos y experiencias que ponen de manifiesto las mejoras que pueden obtenerse de los aceros sometidos a fatiga mediante tratamientos de envejecimiento.

Nuestros ensayos se han limitado a seguir el tiempo de duración de las distintas probetas y no hemos podido entrar, por falta de instrumentación adecuada, en otros detalles tales como inspección de fracturas y sus posibles causas, medición de fisuras, etc.

La disposición adoptada para realizar los ensayos se detalla en la figura 1.

La solución fisurante es, como ya dijimos, una solución de tiocianato amónico al 20 % mantenida a 35° C y preparada con agua bidestilada y desionizada. El pH de la solución al comienzo del ensayo es de aproximadamente 4,5.

La longitud de la probeta es de 1 m entre los anclajes y la longitud sumergida es de 420 mm. El volumen de la solución es de 300 cc. Las células hacen un cierre hermético contra el alambre de tal forma que la cámara superior no tiene comunicación con el ambiente. Las máquinas de ensayo se encuentran ubicadas dentro de la sala de ensayos climatizada a 20° C.

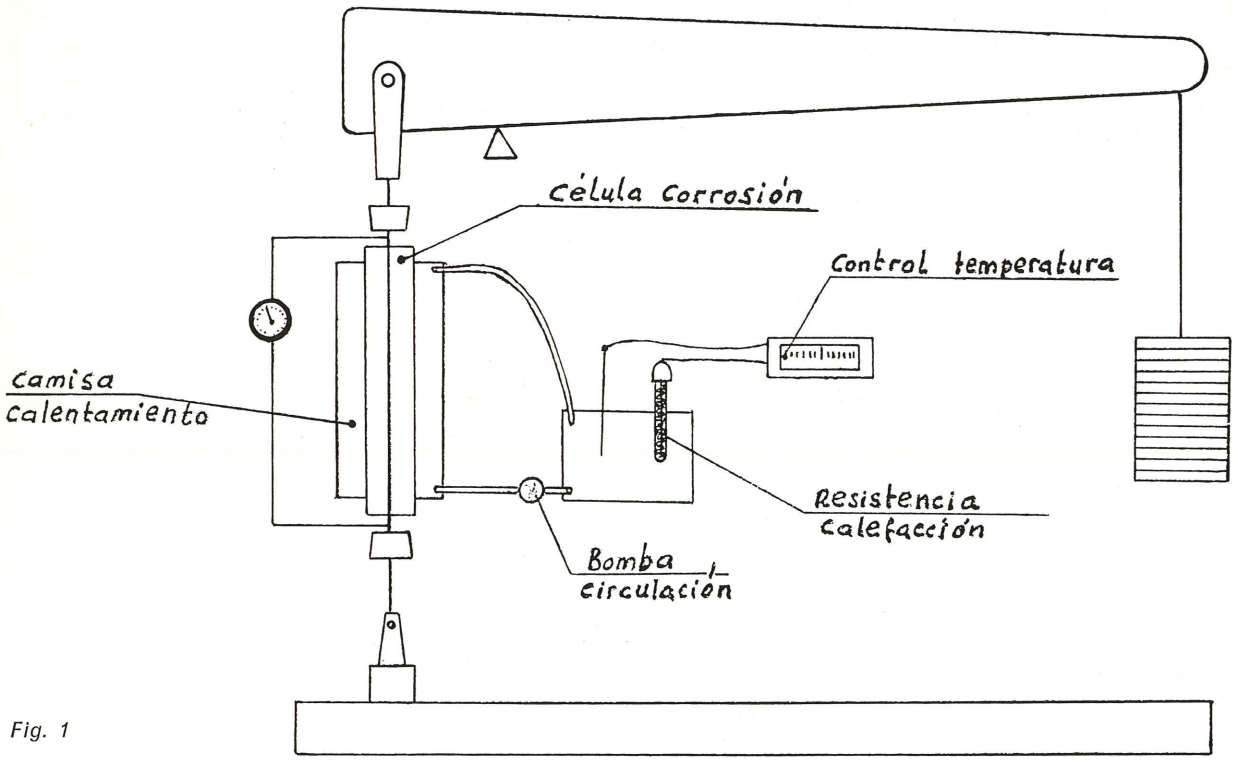


Fig. 1

Puesto que sin mayores complicaciones era posible medir la fluencia experimentada por las probetas, se adaptaron extensómetros con objeto de poseer también estos datos.

Los ensayos se comenzaron utilizando valores de la carga de fluencia del 80 % de la resistencia real de los aceros, cuyos diámetros fueron de 5 y 5,12 mm. Se eligieron estos diámetros por corresponder a uno de los de mayor consumo en la fabricación de tubos, en lo que respecta al 5 y 5,12 mm, por ser los que se utilizan en la fabricación del cordón de 15,4 mm. Se pretendía en este último caso tener una idea del comportamiento del cordón, aunque los resultados sería muy dudoso poder aplicarlos al cable ya que el proceso de cableado no es posible simularlo sobre un alambre aislado.

Sobre el propio cordón, a pesar de las dificultades que encierra el lograr la estanqueidad de la célula, logramos hacer dos ensayos que suspendimos al alcanzar las 200 horas, porque estimamos que en el momento de la rotura existía una gran probabilidad de estropear todos los dispositivos de medida.

Estimamos, pues, que era más interesante obtener resultados sobre alambres, ya que éstos y no los cordones, son los aceros que se utilizan en tubos pretensados, piezas en las que ya hemos dicho tienen más probabilidades de sufrir los efectos de corrosión.

Bajo estas consideraciones y otras que irán saliendo a medida que se comenten los distintos ensayos, vamos a hacer una exposición del trabajo realizado que, a pesar de las horas empleadas, no nos va a permitir sacar conclusiones convincentes.

Se utilizaron dos aceros diferentes que provenían de distintos fabricantes, pero cuyas composiciones eran prácticamente iguales.

Los diámetros de partida fueron diferentes, obteniéndose los alambres después de reducciones de sección del 74, 69 y 62 %. El proceso de fabricación fue análogo en todos los casos y las operaciones a que fueron sometidos se sucedieron de la forma siguiente:

Patentado - Decapado - Fosfatado - Trefilado y tratamiento de envejecimiento o termotracción.

Ya hemos dicho el beneficio que provoca en los ensayos de fatiga los tratamientos de envejecimiento y si a esto añadimos la opinión bastante generalizada de la necesidad de utilizar aquí envejecimientos prolongados, imaginamos que los fabricantes nos vamos a encontrar con problemas de producción y dificultades en las instalaciones actuales.

El motivo parece ser doble:

Por un lado, las instalaciones de paso continuo, o tendrían que ser enormemente largas o tendrían que reducir drásticamente su velocidad y por consiguiente su producción.

Por otro, si se exigen a los aceros resistencias elevadas los valores de éstas al salir de hilera tendrán que ser muy altos ya que los envejecimientos de larga duración disminuyen las cargas de rotura en cifras no despreciables.

En gran parte de nuestros ensayos hemos utilizado también tratamientos finales de termotracción, ya que los aceros así tratados presentan buenas características de fluencia y relajación que no conviene perder de vista. Por otro lado, puesto que en este sentido las opiniones son bastante contradictorias, hemos estimado que es importante ver la posibilidad de aportar nuevas experiencias en este campo.

Los resultados de los 4 primeros ensayos se resumen en la tabla I.

Las únicas observaciones que pueden hacerse son, una ligera mejoría en el alambre S. R. del ensayo S - 3 y una mejora más acentuada en el alambre tratado a T.T.

Los cuatro ensayos siguientes se realizaron sobre otro acero y los valores obtenidos se resumen en la tabla II.

En estos ensayos podemos decir lo mismo que en el caso anterior y es que se observa una mejora notable para los alambres tratados a termotracción.

Particularmente curioso es el ensayo J - I cuya duración ha sido de 2.773 h y que a punto estuvimos de suspender por creer que ya no se produciría la rotura.

TABLA I

ALAMBRE ∅ 5,12 mm		REDUCCION DE SECCION 74 %			
Ensayo	Carga % R_T	Tratamiento	Fluencia 50 h μ/m	Limpieza superficial	Duración h
S - 1	80	no	no medida	Tricloro E	399
S - 2	80	no	no medida	Lijada	336
S - 3	80	380-15s S.R.*	no medida	Lijada	402
S - 4	80	380-T.T.**	no medida	Tricloro E	641

* Envejecido o Strees Relieved

** Tratamiento Termotracción

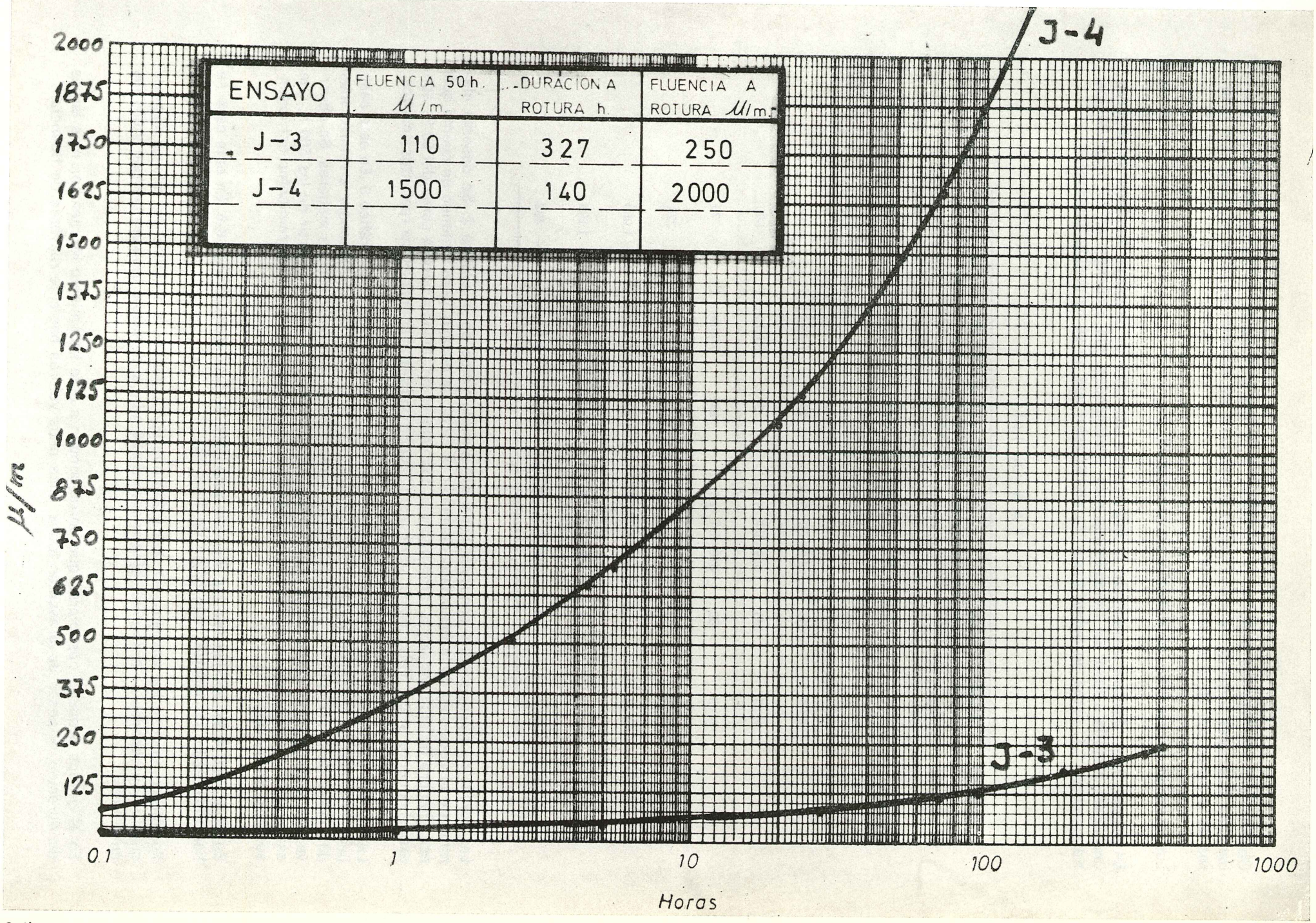
TABLA II

ALAMBRE ∅ 5 mm		REDUCCION DE SECCION 69 %			
Ensayo	Carga % R_T	Tratamiento	Fluencia 50 h μ/m	Limpieza superficial	Duración h
J - 1	80	390 - T.T.	no medida	Tricloro E	2.773
J - 2	80	390 - T.T.	no medida	Tricloro E	> 260
J - 3	80	390 - T.T.	110	Tricloro E	327
J - 4	80	390 - S.R.	1.500	Tricloro E	140

Para no hacer extenso este trabajo no entraremos en los detalles sucedidos en este ensayo, pero sí diremos que las 1.124 primeras horas corresponden a la solución inicial de tiocianato y las 1.649 restantes a otra solución que se colocó en la célula.

En los ensayos J - 3 y J - 4 se midieron las fluencias experimentadas por las probetas durante el tiempo del ensayo y sus desarrollos pueden verse en el gráfico 1. Como puede observarse las fluencias son notablemente más reducidas para el alambre tratado a T.T. En los cuatro ensayos el tiempo de mantenimiento a temperatura fue del orden de 4 seg.

Los últimos ensayos corresponden también a alambres de 5 mm y en este caso, excepto los 3 últimos, todos los alambres han sufrido un tratamiento de termotracción con los mismos valores de tensión, variándose únicamente los tiempos de permanencia a temperatura, la cual fue de 390° C.



ENSAYO	FLUENCIA 50 h. μ/m.	DURACION A ROTURA h.	FLUENCIA A ROTURA μ/m.
J-3	110	327	250
J-4	1500	140	2000

Gráfico 1

Observamos aquí que los tiempos de duración, para los valores de la carga del 80 %, eran bastante inferiores a los de las otras series y entonces se hicieron también ensayos con valores de la carga del 75-70 e incluso 65 %.

Los resultados obtenidos se detallan en la tabla III.

En primer lugar destaca claramente la importancia del valor de la carga. También se observa una ligera mejoría a favor de tratamientos más prolongados, sin embargo, en el caso de los tratamientos T.T. éstos no deben pasar de cierto valor que no se ha podido determinar.

TABLA III

ALAMBRE ∅ 5 mm				REDUCCION DE SECCION 62 %	
Ensayo	Carga % R_T	Tratamiento	Fluencia 50 h μ/m	Limpieza superficial	Duración h
K-1	80	390 - T.T. 1 mi.	1.925	Tricloro E	54
K-2	70	390 - T.T. 1 mi.	75	Tricloro E	133
K-3	80	390 - T.T. 5 s.	400	Tricloro E	81
K-4	65	390 - T.T. 5 s.	35	Tricloro E	890
K-5	80	390 - T.T. 2,5 s.	235	Tricloro E	79
K-6	70	390 - T.T. 2,5 s.	50	Tricloro E	228
K-7	70	390 - S.R. - 30 mi.	575	Tricloro E	> 1.080
K-8	75	390 - S.R. - 30 mi.	1.325	Tricloro E	> 1.296
K-9	80	390 - S.R. - 30 mi.	2.600	Tricloro E	> 432

Las curvas de fluencia en lo sensayos K-1 y K-2 pueden verse en el gráfico 2. Se observa claramente el descenso de la fluencia al disminuir la carga de ensayo, pero teniendo en cuenta que ese alambre ha sido tratado a termotracción, los valores de fluencia para la carga del 80 % son excesivamente altos. Volveremos sobre este asunto una vez examinados los restantes ensayos.

Las curvas correspondientes a los ensayos K-3 y K-4 se pueden ver en el gráfico 3. En este caso las diferencias en las fluencias resultan menos acusadas a pesar de corresponder a valores más diferentes de la carga (80 % y 65 %), siendo, además, sus valores absolutos menores. Se observa, sin embargo, un crecimiento muy rápido de la fluencia en el K-4 a partir de las 500 h, que estimamos, en principio, como anormal y que pudo ser motivado por deslizamientos del extensómetro de medida.

En el gráfico 4 se pueden ver los valores obtenidos en los ensayos K-5 y K-6. En este caso se han observado los valores más bajos de fluencia.

Por último, quedan los ensayos K-7, K-8 y K-9 que corresponden a probetas del mismo alambre que fueron tratadas a un sobreenvejecimiento de 30 min., a la misma temperatura que todas las anteriores.

En el gráfico 5 puede observarse que corresponden a este tratamiento los tiempos más largos de duración, a pesar de presentar todos ellos unos valores bastante mayores de fluencia.

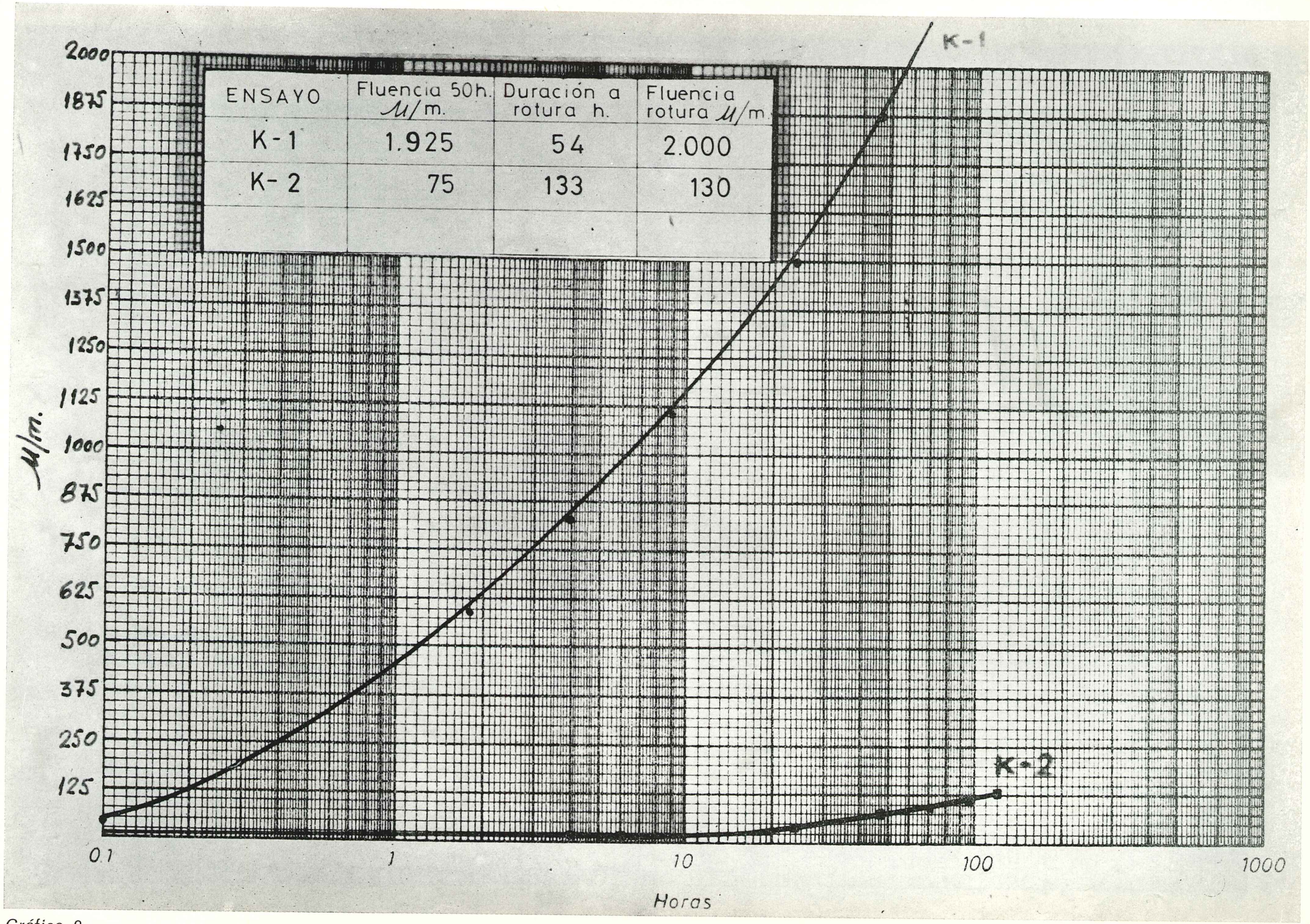

ENSAYO | Fluencia 50h. μ/m. | Duración a rotura h. | Fluencia rotura μ/m.
K-1 | 1.925 | 54 | 2.000
K-2 | 75 | 133 | 130
K-1
K-2
2000
1875
1750
1625
1500
1375
1250
1125
1000
875
750
625
500
375
250
125
μ/m.
0.1
1
10
100
1000
Horas

Gráfico 2

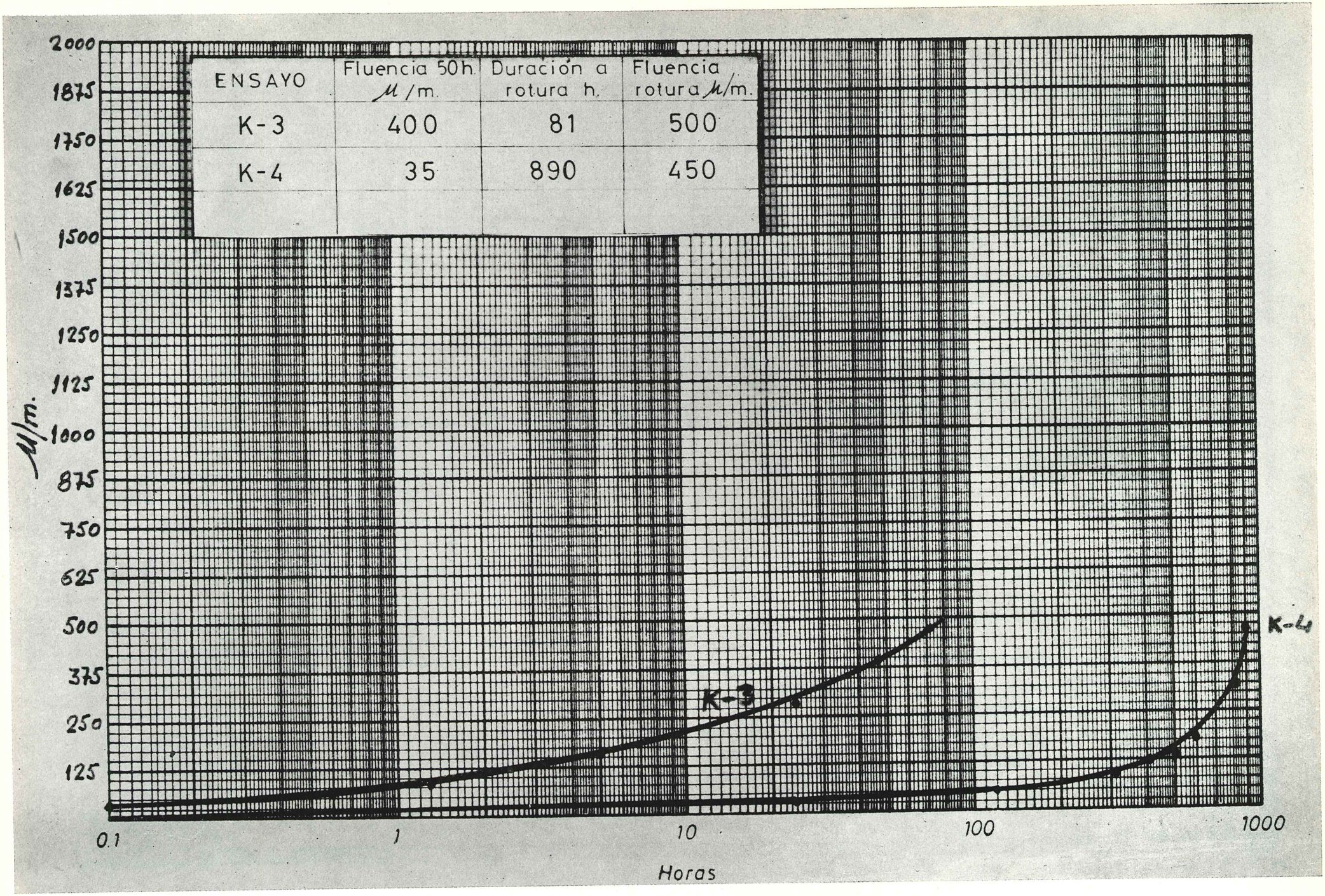

ENSAYO | Fluencia 50h. μ/m. | Duración a rotura h. | Fluencia rotura μ/m.
K-3 | 400 | 81 | 500
K-4 | 35 | 890 | 450
2000
1875
1750
1625
1500
1375
1250
1125
1000
875
750
625
500
375
250
125
μ/m.
K-3
K-4
0.1
1
10
100
1000
Horas

Gráfico 3

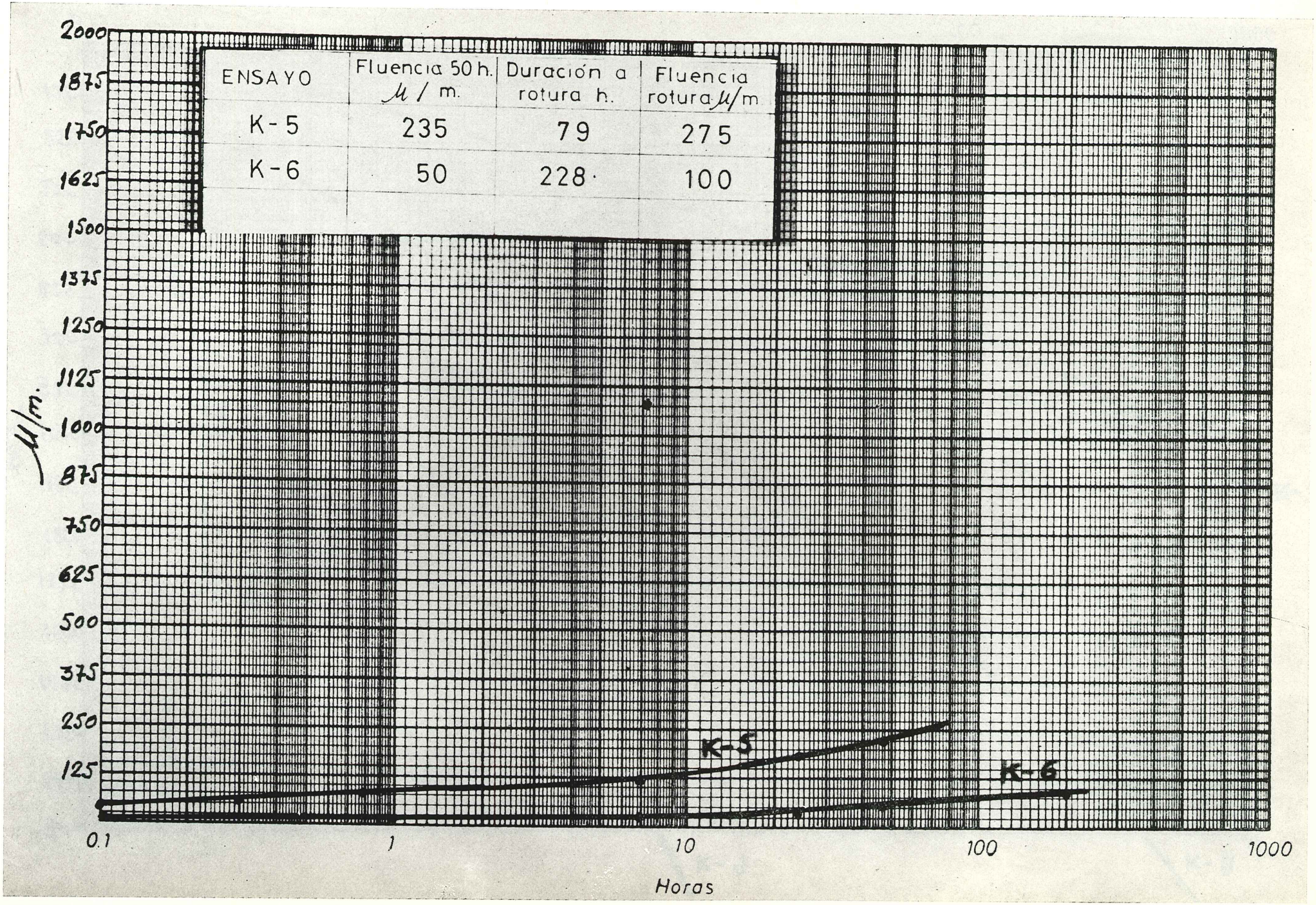
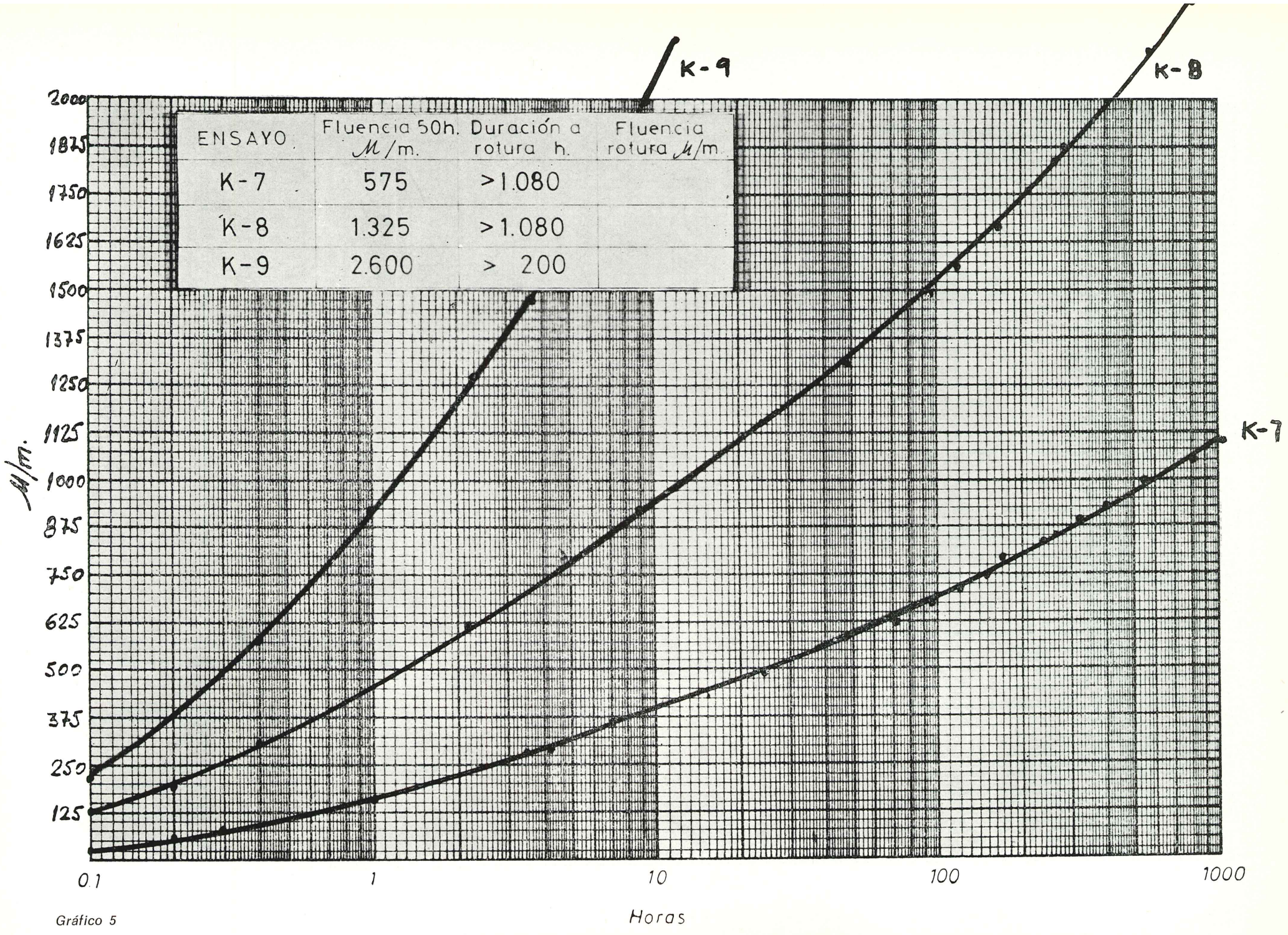

ENSAYO | Fluencia 50 h. μ/m. | Duración a rotura h. | Fluencia rotura μ/m
K-5 | 235 | 79 | 275
K-6 | 50 | 228 | 100
2000
1875
1750
1625
1500
1375
1250
1125
1000
875
750
625
500
375
250
125
μ/m.
K-5
K-6
0.1
1
10
100
1000
Horas

Gráfico 4



ENSAYO	Fluencia 50h. M/m.	Duración a rotura h.	Fluencia rotura M/m.
K-7	575	>1.080	
K-8	1.325	>1.080	
K-9	2.600	> 200	

Gráfico 5

Ocurre aquí algo semejante a lo que dijimos al hacer la exposición de los ensayos de la Serie K. En el ensayo K-9 observamos que la fluencia era muy grande para ser un alambre tratado a termotracción, sin embargo, si se tiene en cuenta que la duración del calentamiento fue de 1 min, se puede pensar, y de hecho se ha comprobado, que el diagrama cargas deformaciones ha sufrido una modificación que sin duda ha afectado al límite de proporcionalidad.

Es un hecho comprobado que los tratamientos de sobreenvejecimiento a temperaturas del orden de los 350° C ya descienden los valores de resistencia y límites elásticos a cifras que dependen de los tiempos a que estén sometidos a esas temperaturas.

En nuestros ensayos no hemos llegado a determinar los límites de proporcionalidad, pero sí podemos decir que en los diagramas de los alambres K-1 y K-5 las relaciones límite elástico/carga de rotura eran 0,85 y 0,90 respectivamente. En el caso de los tratados a sobreenvejecimiento (K-7, K-8 y K-9) las resistencias bajaron desde 3.300 kg a 2.975 y la relación límite elástico/carga de rotura fue de 0,83.

De todos los ensayos parece deducirse que no existe relación alguna entre la fluencia y la fragilización por hidrógeno, sin embargo, estimamos que no debe estudiarse cualquiera de estas características sin tener en cuenta la otra, ya que el papel de ambas parece primordial para todo tipo de hormigón pretensado.

De los resultados que hemos obtenido, que como ya hemos dicho deberán ampliarse y confirmarse, pueden hacerse las observaciones generales siguientes:

1.° Los alambres que han sufrido mayor reducción de sección en el trefilado soportan tiempos mayores al efecto de fragilización por hidrógeno.

2.° La influencia de los valores de la tensión de ensayo es importante en la duración a rotura en los aceros tratados a termotracción.

3.° Los tratamientos de termotracción no necesitan tiempos largos de calentamiento ya que éstos aumentan los valores de fluencia y disminuyen los tiempos a rotura.

4.° En los alambres sobreenvejecidos los tiempos de duración son los mejores para cualquier valor de la tensión de ensayo, pero sus características de fluencia son considerablemente mayores.

Parece, pues, que es necesario encontrar una fórmula de compromiso para obtener resultados aceptables entre ambas características.

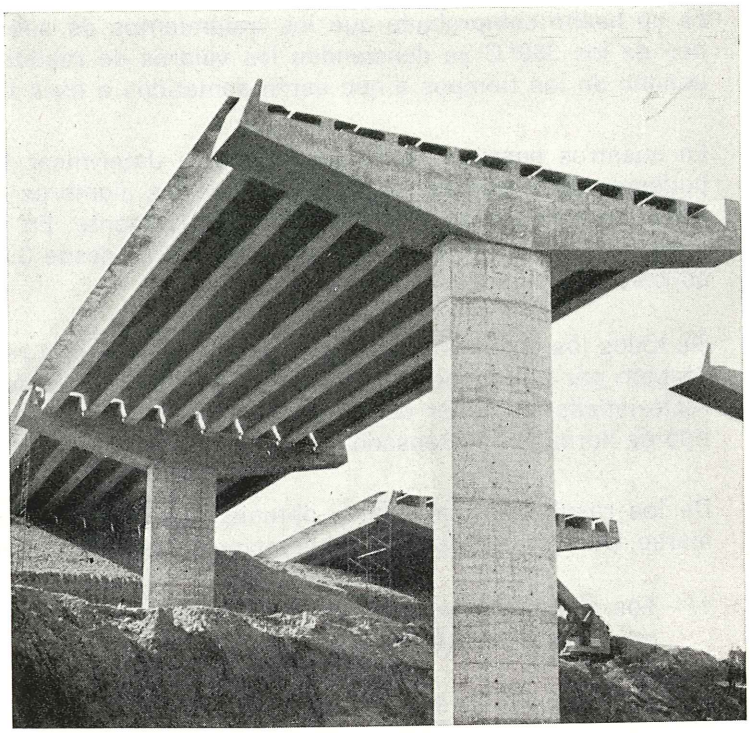
Hacemos la observación que hemos llamado aceros sobreenvejecidos a aquellos cuyos tiempos de permanencia a temperatura superan el valor de 4/6 seg, que es el tiempo normalmente empleado en las instalaciones de tratamiento continuo.

Y ya, como últimas palabras, repetimos las que otras veces hemos utilizado diciendo que queda todavía mucho camino que andar sobre este tema.

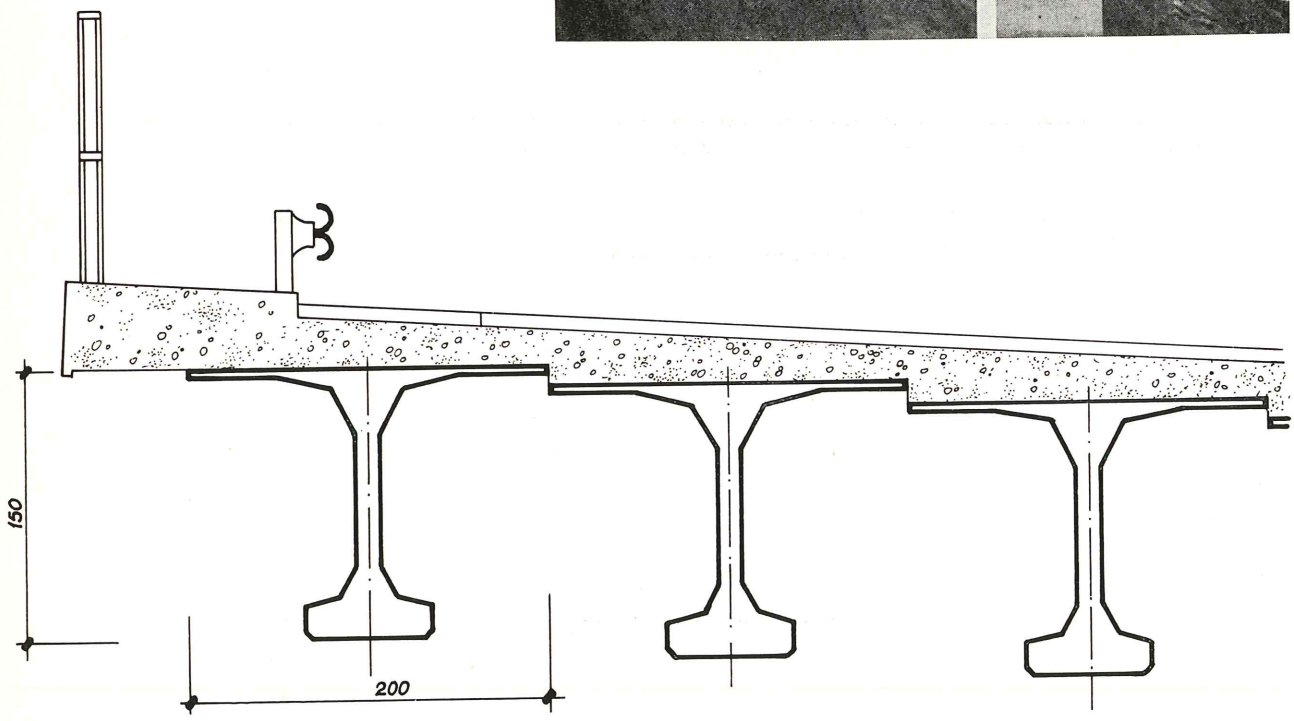
Expresamos nuestro agradecimiento a la Dirección del Laboratorio Central y colaboradores, por las facilidades que nos han dado para iniciarnos en estos ensayos, y lo mismo decimos para D. Rafael Piñeiro, Secretario de la Asociación Española de Pretensado, por el ánimo que nos han infundido para exponer este modesto trabajo en esta Asamblea.

Grupo de Empresas CADE

PREFABRICACION EN HORMIGON



VIADUCTO DEL GAYA
AUTOPISTA DEL EBRO,
TRAMO ZARAGOZA-MEDITERRANEO
PROYECTO: IBERING
CONSTRUCCION: EDIFICIOS Y OBRAS, S. A.



VIGAS T 200 × 150 DE 34,50 m DE LONGITUD

CADE
Monte-Esquinza, 30 - Tel. 410 11 12 - Madrid-4

PRESUM
Av. de la Borbolla, 13-15 - Tel. 23 61 17 - Sevilla-4

PIMOSA
Gerona, 2 - Tel. 225 30 02 - Barcelona-10

CADETEC
Monte-Esquinza, 30 - Tel. 419 34 74 - Madrid-4

591 - 8 - 25

Introducción de normas de control de calidad en piezas pesadas

J. ALONSO GOMEZ

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

1. NECESIDAD DE CONTROL

La necesidad de un control de calidad sistemático en la construcción se ve cada día más clara. Y según se vaya considerando la construcción de una manera más industrial y menos artesana, el peso relativo de ese control pasará a tener más y más importancia. Es lógico, por tanto, que en el campo de las piezas prefabricadas, que son una de las vertientes más industrializadas de la construcción, este control adquiera una especial relevancia.

Todo control presupone un doble juego de normas; unas normas de control de recepción, y como vaciadas de ese molde, sus homólogas de control de fabricación. Es de vital importancia que exista correlación entre los criterios del fabricante y los del utilizador, pues si ésta no existe, estamos ante el caso de dos equipos que están jugando con reglas de juego diferentes.

Al carecer en la actualidad de esas reglas de juego únicas, las condiciones de recepción de las piezas son enormemente variables; pues junto al técnico, para quien el menor poro de la viga es una tragedia por donde se puede escapar el pretensado, está, al extremo opuesto, aquel para quien mientras un puente aguante la prueba de carga sin daños notorios, no existe el menor motivo de preocupación.

Esta situación, a los únicos a quienes puede beneficiar es al fabricante y al contratista poco escrupulosos, que atiendan únicamente a obtener el máximo porcentaje de reducción sobre el presupuesto, sin considerar su repercusión sobre la calidad. Y no hay que olvidar que en el campo del pretensado decir calidad es casi lo mismo que decir seguridad y fiabilidad.

2. SISTEMAS DE CONTROL

Una forma de paliar esta carencia de normas generales es pactar entre constructor y fabricante unos criterios de calidad para cada obra particular, cuyo cumplimiento puede ser incluso confiado a una tercera empresa especializada en control. Esto no deja de ser una solución parcial, pues aunque se consiga así que los dos equipos tengan las mismas reglas de juego e incluso lleguen a un acuerdo sobre quién es el árbitro, esas reglas cambiarían para cada partido, o sea, para cada obra concreta.

Otro camino para atacar este problema es el de clasificar a los fabricantes según la garantía que merezcan mediante la concesión de un sello de calidad. Este sistema, que se utiliza actualmente con éxito para las viguetas pretensadas, resulta indicado cuando los elementos suministrados son tan numerosos que no sería lógico ni económico analizarlos uno a uno, por lo que el procedimiento que se sigue es hacer una serie de inspecciones aleatorias y otorgar un sello de calidad; o lo que es igual, un nivel de confianza al fabricante en cuestión.

Sin embargo, las piezas pesadas pretensadas suelen tener la suficiente entidad propia para que se las examine aisladamente, y se dictamine sobre la calidad de la pieza particular y no sobre el conjunto de la producción. Por esto parece que el método del sello de calidad no es adecuado para el caso que nos ocupa, donde las piezas deben someterse a un control individualizado, o en todo caso por lotes de pequeño número de unidades. Dentro de estos criterios de análisis debe reservarse un apartado importante para las pruebas de carga, estableciendo cuándo y cómo es preceptiva su realización.

Voy a presentar a continuación el sistema de control que se ha establecido en una empresa, donde teniendo presente todas estas consideraciones se ha sustituido el control un tanto intuitivo que se venía haciendo, por un plan más sistemático que todavía está en fase de perfeccionamiento.

Considerando que la calidad de una pieza es la suma de unas calidades parciales, se procede a controlar detalladamente todas las fases del proceso productivo.

Los controles de recepción de materias primas en su fase inicial o intermedia: aceros, áridos, cementos, hormigones, ferralla, al estar recogidos en normas oficiales, como las UNE, EH-73, etcétera, no presentan especiales dificultades para su aplicación y, por ello, no nos detenemos en ellos.

Siguiendo la línea del proceso productivo habría que controlar también el proceso de fabricación y finalmente la pieza terminada, control este último que nos informará de la «calidad aparente», calidad que sólo sumada a todos los controles anteriores (los de materias primas, los de hormigón y los del proceso de fabricación), puede considerarse como «calidad real», suma de las calidades de todos los pasos intermedios.

Para realizar estos controles: los de fabricación y los de pieza terminada, para los que ha habido que crear una normativa interna, se ha tomado inspiración, en parte, en las normas del Sello CIETAN, en especial en la clasificación que hace de defectos principales y secundarios y en los criterios de admisión y rechazo por acumulación de defectos de uno y otro tipo. En los impresos que se utilizan para estos controles (ver figs. 1 y 2) aparecen reflejadas las tolerancias. Con estos impresos no se pretende tener una relación exhaustiva de los puntos a observar, sino garantizar que una serie de ellos, que se consideran de gran importancia, sí reciban inspección.

Se intenta también con ello que las inspecciones realizadas por distintas personas sean equiparables y que el factor subjetivo quede reducido al mínimo. Sin embargo, la experiencia indica que aunque se hagan grandes esfuerzos para establecer criterios objetivos de comparación, el factor humano del inspector de control sigue pesando de manera decisiva.

CADE
PIMOSA
PRESUM
CADETEC

CONTROL DE PREHORMIGONADO

F.ca

M.-

FECHA FABRICACION: REF.: CLAVE:

HOJA 1/2

PIEZA ..... PIEZA N.º ..... DE UN TOTAL DE .....

	CONCEPTOS — VALOR TEORICO	TOLERANCIAS Mayor que + — Princip.	TOLERANCIAS Mayor que + — Secund.	DIFERENCIA TEORICO-REAL	DEFECTO Principal	DEFECTO Secundario	OBSERVACIONES
1	LONGITUD = ... (l 10 m. / l 10÷25m. / l 25 m.)	2 cm / 4 cm. / 5 cm	1,5 cm / 3 cm. / 4 cm.				
2	ESVIAJE: CABEZA = ...	2 cm.	1,5 cm.				
	ESVIAJE: COLA = ...						
	ESVIAJE: PERPENDICULARIDAD = ...						
3	MACIZADO Y TRANSICION: CABEZA l = ...	4 cm.	2 cm.				
	MACIZADO Y TRANSICION: CABEZA a = ...	1,5 cm.	1 cm.				
	MACIZADO Y TRANSICION: COLA l = ...	4 cm.	2 cm.				
	MACIZADO Y TRANSICION: COLA a = ...	1,5 cm.	1 cm.				
4	TACONES: CABEZA l = ...	2 cm.	2 cm.				
	TACONES: CABEZA h = ...	1 cm.	1 cm.				
	TACONES: COLA l = ...	2 cm.	2 cm.				
	TACONES: COLA h = ...	1 cm.	1 cm.				
5	DIMENSIONES TRANSVERSALES: SUPERIOR = ...	2 cm.	1 cm.				
	DIMENSIONES TRANSVERSALES: ALMA = ...	1,5 cm.	1 cm.				
	DIMENSIONES TRANSVERSALES: INFERIOR = ...	1 cm	0,5 cm.				
	DIMENSIONES TRANSVERSALES: CANTO = ...	1,5 cm	1 cm.				
6	CAJEADOS U ORIFICIOS = ...	1 cm	0,6 cm.				
	CAJEADOS U ORIFICIOS = ...						
7	ALINEACION DEL MOLDE	3 cm. ó l/300	2 cm. ó l/400				
8	JUNTAS: ENTRE TRAMOS MOLDE	1 cm.	0,6 cm.				
	JUNTAS: GOMAS DE CIERRE	NO LLEVE					
	JUNTAS: AJUSTE SEPAR. MOLDE	2 cm.	1 cm.				
9	TENSORES: SUPERIORES ..... (CADA 15 m. QUE FALTEN)	4 UNI.	2 UNI.				
	TENSORES: LATERALES						
	TENSORES: INFERIORES						
10	APOYOS NEOPRENO	NIVELAC.					
11	VIBRADORES DE BASE						
12	HERRAJES = ...	POR COLOCACION 2 cm	1 cm				
	HERRAJES = ...	POR DIMENSION 1 cm.	0,6 cm.				
13	DESMOLDEANTE						

PRESUM

M.-

HOJA 2/2

	CONCEPTOS — VALOR TEORICO	TOLERANCIAS Mayor que + — Princip.	TOLERANCIAS Mayor que + — Secund.	DIFERENCIA TEORICO-REAL	DEFECTO Principal	DEFECTO Secundario	OBSERVACIONES
4	CABLES Ø — N.º POR FILA = ...	0					
	CABLES Ø — ALTURA FILA = ...	1 cm.	0,5 cm				
5	ENVAINADOS N.º = ... *l* = ... Por N.º / Por *l*						
6	RETESADO POR M. L.	035 m/m					
	ARMADUR. LONGITUD AE- N.º ..... = ... Ø	< Ø	> Ø				
	ARMADUR. LONGITUD AE- N.º ..... = ... Ø	-2 UNI.	-1 UNI.				
	ARMADUR. LONGITUD AE- N.º ..... = ... Ø	+ 5 UNI.	+ 2 UNI.				
	ARMADUR. LONGITUD AE- N.º ..... = ... Ø	2 cm.	1 cm.				
	ARMADUR. LONGITUD AE- N.º ..... = ... Ø	POR CALIDAD					
	ARMADUR. LONGITUD AE- N.º ..... = ... Ø	<	>				
17	ARMADUR. TRANSVERSAL (Estrib.) AE- N.º ..... = ... Ø	POR DOBLADO					
	ARMADUR. TRANSVERSAL (Estrib.) AE- N.º ..... = ... Ø	< 5 Ø	> 5 Ø				
	ARMADUR. TRANSVERSAL (Estrib.) AE- N.º ..... = ... Ø						
	ARMADUR. TRANSVERSAL (Estrib.) AE- N.º ..... = ... Ø						
	ARMADUR. TRANSVERSAL (Estrib.) AE- N.º ..... = ... Ø						
	ARMADUR. TRANSVERSAL (Estrib.) AE- N.º ..... = ... Ø						
	ARMADUR. TRANSVERSAL (Estrib.) AE- N.º ..... = ... Ø						
	ARMADUR. TRANSVERSAL (Estrib.) AE- N.º ..... = ... Ø						
18	MALLAZOS						
	ASAS Ø — CABEZA (*l*) 1.ª	10 cm.	5 cm.				
	ASAS Ø — CABEZA (*l*) 2.ª	MAL IGUALAD.					
	ASAS Ø — CABEZA (*l*) 3.ª	< Ø	> Ø				
19	ASAS Ø — COLA (*l*) 1.ª						
	ASAS Ø — COLA (*l*) 2.ª						
	ASAS Ø — COLA (*l*) 3.ª						
20	DISTANCIAD. PLASTICO						
21	ERRORES PLANO CADETEC						

PROVISIONAL

OBSERVACIONES

NO APTA

APTA

RESOLUCION

CONTROL DE PIEZA TERMINADA

F.ca

T.-

FECHA { FABRICACION / CONTROL

REF.

CLAVE

HOJA 1/2

PIEZA ..... PIEZA N° ..... DE UN TOTAL DE .....

	CONCEPTOS — VALOR TEORICO	TOLERANCIAS Princip. Mayor que + −	TOLERANCIAS Secund Mayor que + −	DIFERENCIA ENTRE TEORICO-REAL	DEFECTO Principal	DEFECTO Secundario	OBSERVACIONES
1	LONGITUD = ... (L<10 m. / L=10÷25m / L>25m.)	2 cm. / 4 cm. / 5cm.	1,5 cm. / 3 cm. / 4 cm.				
2	ESVIAJE: CABEZA = ... COLA = ... PERPENDICULARIDAD=	2 cm.	1,5 cm.				
3	MACIZADO Y TRANSICION: CABEZA l = ...	4 cm.	2 cm.				
	CABEZA a = ...	1,5cm.	1 cm.				
	COLA l = ...	4cm.	2 cm.				
	COLA a = ...	1,5cm.	1 cm.				
4	TACONES: CABEZA l = ...	2 cm.	2 cm.				
	CABEZA a = ...	1cm.	1 cm.				
	COLA l = ...	2cm.	2 cm.				
	COLA a = ...	1 cm.	1 cm.				
5	DIMENSIONES TRANSVERSALES: SUPERIOR = ...	2 cm.	1 cm.				
	ALMA = ...	1,5 cm.	1 cm.				
	INFERIOR = ...	1cm.	0,5 cm.				
	CANTO = ...	1,5 cm.	1cm.				
6	CAJEADOS U ORIFICIOS = ... = ...	1cm.	0,6 cm.				
7	ALINEAC. SUPERIOR = ...	3cm. ó l/300	2 cm. ó l/400				
	ALINEAC. INFERIOR = ...						
	ZONAS APOYO VIGAS	0,5cm.	0,3cm.				
8	HERRAJES = ...	POR CO LOCACION 2cm	1cm				
	HERRAJES = ...	POR DIMENSION 1cm.	0,6cm.				
9	CABLES Ø N.° POR FILA = ...	0					
	CABLES Ø ALTURA FILA = ...	0 5cm.	0 3cm.				
10	ESTRIB. SALIENT. N.°=	−3 UNI. +5 UNI.	−2 UNI. +3 UNI.				
	ESTRIB. SALIENT. h = ...	+1cm. −3cm.					
11	SANGRADOS = POR CADA 15 M.L.	75cm.	40cm.				
12	COQUERAS = ... h	2cm.	1 cm.				
	COQUERAS Ø	4 cm.	2 cm.				

PROVISIONAL

Fig. 2

T.-

HOJA 2/2

CONCEPTOS — VALOR TEORICO	TOLERANCIAS Mayor que + − Princip.	TOLERANCIAS Mayor que + − Secund.	DIFERENCIA TEORICO-REAL	DEFECTO Principal	DEFECTO Secundario	OBSERVACIONES
3 ASAS Ø CABEZA (l) 1.ª	10 cm.	5 cm.				
CABEZA (l) 2.ª	MAL IGUALA.	—				
CABEZA (l) 3.ª	< Ø	> Ø				
COLA (l) 1.ª						
COLA (l) 2.ª						
COLA (l) 3.ª						
4 POROS EN ALMA	10 UNI. >1,5 cm. EN 50 x 50 cm.	5 UNI.				
5 MANCHAS	A ESTIMAR					
6 RUGOSIDAD		<05 cm.				
7 REBABAS		SIEMPRE				
8 ABOLLADURAS		SIEMPRE				
9 GOLPES	A ESTIMAR					
10 FLECHA	20 %	10 %				
11 FISURAS	0,1 m/m	0,05 m/m				
12 RECUBRIMIENTO	A CERO VISIBLE					
13 REPARADA	5 UNI	3 UNI				
IDENTIFICACION REFEREN.	X					
24 LONGITUD		X				
FECHA		X				
N.º ORDEN		X				
25 ERRORES PLANO						
DE CADE TEC						

PROVISIONAL

OBSERVACIONES

NO ADMISIBLE

ADMISIBLE

RESOLUCION

3. CONTROL DE FABRICACION

Este control se realiza cuando el equipo de producción considera que el molde está ya dispuesto para recibir el hormigón; de ahí su nombre de «control de prehormigonado» (fig. 1). En las normas generales queda establecido que aún cuando el volumen de producción imponga que el control se haga por muestreo, ha de hacerse siempre en la primera fabricación de cada pedido, y que en este caso no puede procederse al hormigonado hasta que el parte de control haya sido analizado por persona de nivel igual o mayor al subdirector de fábrica. Esta medida tiene su base, no sólo en los defectos si aparecen ya el primer día tienden a hacerse sistemáticos, sino en que, con frecuencia, es ese primer día cuando hay que seguir más detalladamente el plano de fabricación, y pueden surgir fácilmente errores de interpretación. Para ello incluso está la última casilla del impreso (casilla 21) en la que deben reflejarse los errores o ambigüedades del plano; con lo que de alguna forma también se controla a la oficina de proyectos.

Si pasamos revista a los distintos conceptos que aparecen reflejados en el impreso de control, vemos que se concede una importancia especial a todos los detalles geométricos, pues son eliminatorios con respecto a la utilización de la pieza (casillas 1 a 6). De poco vale tener un hormigón de 500 kg/cm^2 de resistencia característica, si una diferencia de 5 cm en la posición de un rebaje hace que no entre en su lugar de montaje.

También se pasa revista a las uniones entre tramos de molde y entre las diferentes partes que componen el molde, para evitar rebabas y sangrados (casillas 7 a 9). Las tolerancias en cuanto a número y posición de cables es evidente que son mínimas (casilla 14).

La armadura pasiva se inspecciona estribo por estribo (casillas 16 y 17). También se recuerdan algunos puntos que en ocasiones pueden olvidarse, como la correcta aplicación del desmoldeante, la colocación de distanciadores de plástico, etc.

Tanto en este parte, como en el que más abajo veremos de «control de pieza terminada», se considera que el resultado es «pieza revisable», cuando existe un defecto principial o seis secundarios.

En este caso la pieza debe obligatoriamente ser analizada unitariamente por un técnico de mayor nivel, quien debe anotar y justificar la decisión tomada.

4. CONTROL DE PIEZA TERMINADA

Las características del impreso de control de piezas terminadas (fig. 2) son muy parecidas a las del anterior. Aparecen como elementos nuevos a considerar los sangrados, las coqueras, los poros, las fisuras, las flechas, los alabeos; en definitiva, el capítulo completo de defectos que son bien conocidos por todos los que trabajan en el campo del hormigón.

A la vista de estos impresos pueden surgir una serie de preguntas, pero quizá la más inmediata e importante es la de cómo establecer las tolerancias. Ese es evidentemente el caballo de batalla, y alrededor de ellas es donde han de aparecer inevitablemente las controversias. En los impresos que hemos analizado se han corregido ya varias veces estas tolerancias, pero aún se está lejos de haber encontrado las definitivas,a pesar de haber seguido un criterio bastante pragmático para establecerlas. Por ejemplo, la tolerancia en longitud (fig. 2, casilla 1) aumenta con la misma. Sin embargo, la experiencia indica que las desviaciones en dimensiones con respecto a las teóricas, no dependen fundamentalmente del tamaño de la pieza. A este respecto puede verse la comunicación presentada al BIBM-75 por Koemans, basada en el estudio de 2.625 casos de 16 fábricas en Holanda [1].

A pesar de esto, como el objetivo primario del control, es intentar averiguar si la pieza es apta para el fin propuesto, y como normalmente las tolerancias de montaje crecen con el tamaño de la pieza, es por lo que varía la tolerancia en función de la longitud.

[1] A. J. M. Koemans, «Instructions pour le mesurage d'elements prefabriqués de construction en beton et une etude des ecarts de fabrication». Comunicación presentada al Congreso 1975 del Bureau International du Béton Manufacturé (BIBM).

Un problema que se presenta en la actualidad es que con las presentes normas figuran como «revisables» piezas que aún a los ojos de observadores severos, serían perfectamente válidas. Sin embargo, las tolerancias miradas individualmente no parecen demasiado duras. Comparando por ejemplo las tolerancias dimensionales con las del PCI [2] para piezas en doble T, tal como figuran en el cuadro adjunto, vemos que son equivalentes.

Concepto	Tolerancias PCI (cm)	Tolerancias propuestas (cm)	
		Secundario	Principal
Longitud	2,0	1,5 - 4	2 - 5
Canto	1,3	1	1,5
Espesor de alma	1,0	1	1,5
Ancho de cabezas	1,0	1	2,0
Posición de cables	0,6	0,3	0,5
Alineación	2,6	2,0	3,0
Posición de asas	15,0	5,0	10,0

Lo que sucede en la práctica es que las piezas resultan defectuosas por acumulación de defectos. Pero tampoco allí es conveniente rebajar la tolerancia, pues si una pieza es aceptable pero tiene un único defecto, y es que se ha hecho un metro más corta, es evidente que no es válida por muy bien que estén sus demás características.

Un posible camino para atacar el problema del exceso de piezas teóricamente «no aptas» sería el dividir los defectos en 3 categorías en vez de 2: secundarios, principales y eliminantes, y que estos últimos fueran fijados según las condiciones de proyecto; pero esto llevaría consigo el perder la uniformidad de todo el sistema de control, que era, precisamente, uno de los puntos buscados.

Otra posible solución sería establecer distintos niveles de calidad, según las tolerancias admisibles. Al igual que existe el pretensado en clase 1, en clase 2 ó en clase 3, se podrían establecer unos niveles 1, 2 y 3 de calidad, según las exigencias de proyecto. De cualquier forma, es preferible contar con un sistema de control, aún imperfecto, que con ninguno, pues al menos permite cuantificar los niveles de calidad. Por ejemplo, si durante un mes se detecta una media del 10 % de defectos en el apartado «sangrados», y al mes siguiente un 8, quizá este dato no sirva para decir si la calidad de ese fabricante es objetivamente buena o mala, pero sí que va progresando.

5. CONCLUSION

Creo que con lo expuesto he definido suficientemente mi opinión de que sería conveniente que existieran unas normas generales de calidad de piezas prefabricadas pesadas, que servirían para eliminar gran parte de las discusiones y malentendidos que hoy existen.

La importancia de este tema puede que sea la suficiente para que las instituciones y organismos encargados de la normativa elaboraran, en equipo, con proyectistas, constructores y usuarios, unas normas específicas de recepción de piezas, y como consecuencia, sus homólogas de fabricación que, tras los tanteos inevitables, fueran aceptables y aceptadas por todos.

[2] Prestressed Concrete Institute, «Manual for Quality Control», 1970.

EXPOPLASTICA-76

EXPOSICION Y JORNADAS TECNICAS DE PLASTICOS

En octubre de 1976 tendrá lugar en Madrid la EXPOPLASTICA-76, dedicada íntegramente a la industria de los materiales plásticos y sus afines.

Esta Feria se celebra cada tres años en Madrid y constituye el mayor exponente de la industria de los materiales poliméricos. Ocupará una superficie de unos 20.000 m^2 del Pabellón de Cristal del recinto de la Feria del Campo de Madrid. Concurren a ella las industrias de materias primas, productos transformados, y maquinaria y equipos.

El interés de esta manifestación monográfica de plásticos radia en su gran repercusión en otros sectores industriales que necesariamente utilizan estos materiales, sin los cuales su desarrollo tecnológico encontraría serias dificultades. Como base de ofrecimiento de lo que tales sectores pueden encontrar en la industria de los plásticos, se presenta cada tres años en un serio esfuerzo, en una manifestación conjunta que muestra sus últimas tendencias, orientaciones y realizaciones al servicio de una política de desarrollo tecnológico.

Aparte de su aspecto demostrativo, durante la celebración de EXPOPLASTICA-76, tendrán lugar unas Jornadas Técnicas en las que serán tratados temas de actualidad en el aspecto económico-tecnológico de la industria de estos materiales. Estos temas serán desarrollados por especialistas nacionales y extranjeros y tratarán sobre:

— Nuevas técnicas de transformación.

— Aspectos económicos de la industria de plásticos.

— Nuevos materiales y sus aplicaciones.

— Envejecimiento y durabilidad de los materiales plásticos.

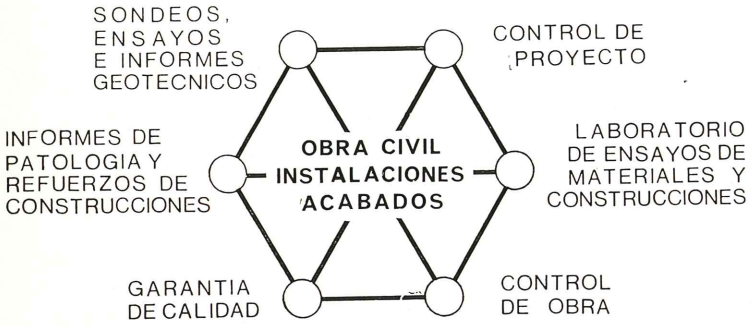
— Otros de primordial interés en el momento actual.

Organiza esta Feria la Asociación para el Fomento de la Ciencia y de la Técnica (FOCITEC), en colaboración con la Cámara Oficial de Comercio e Industria de Madrid, el Instituto de Plásticos y Caucho del Patronato de Investigación Científica y Técnica «Juan de la Cierva», la Agrupación Nacional Autónoma de Industriales de Plásticos, la Agrupación Nacional de Fabricantes de Maquinaria para Caucho y Plásticos y el Centro Español de Plásticos.

El Comité Organizador tiene su sede en la calle Juan de la Cierva, número 3, Madrid-6.

INTEMAC

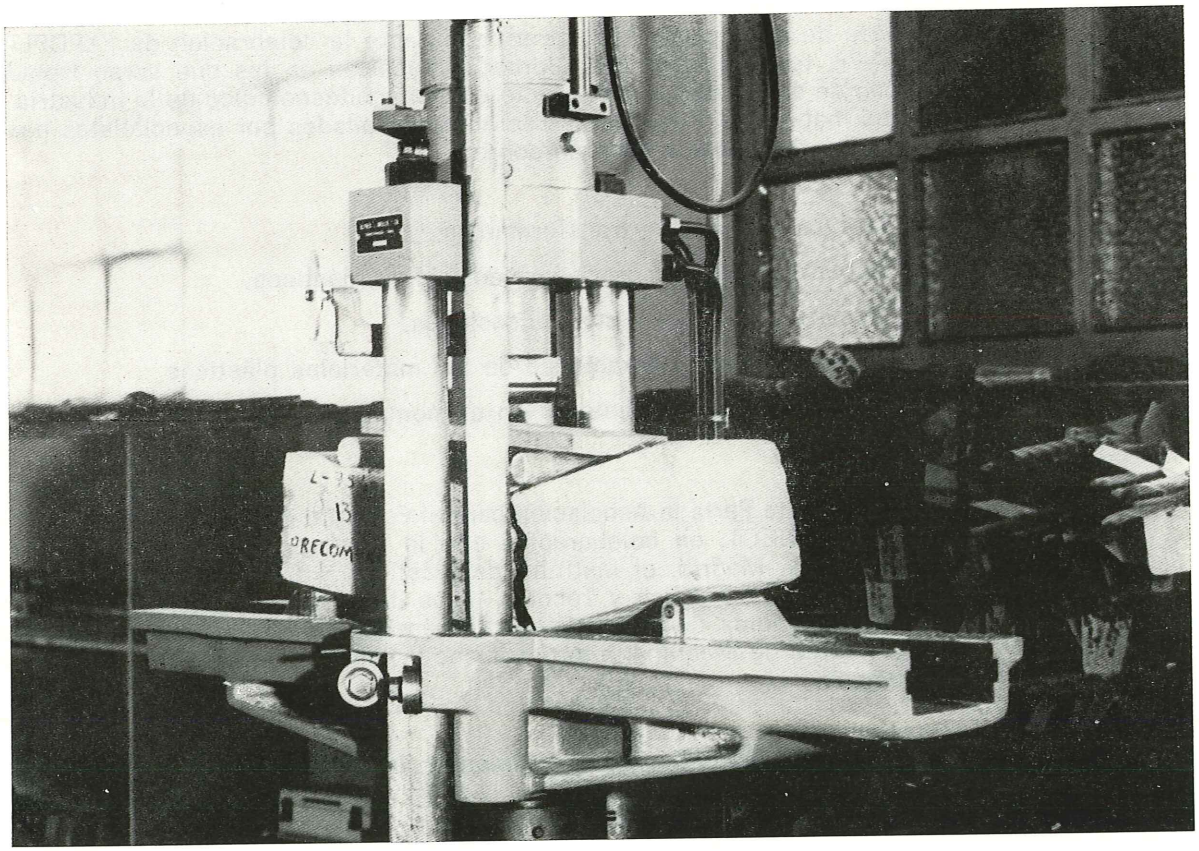
INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Laboratorio oficialmente homologado por el Ministerio de la Vivienda en las tres clases :

a) Hormigones y sus materiales constituyentes
b) Estructuras metálicas
c) Mecánica de suelos

Ensayo de hormigón a flexo-tracción



MADRID
Central:
Monte Esquinza. 30, 4.° D
Tels. (91) 410-51 58 - 62 - 66

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

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

SANTANDER
Félix Apellániz, 11
TORRELAVEGA
Tel. (942) 89 02 01

Ensayos de corte en la superficie de contacto entre hormigones de piezas prefabricadas y hormigones vertidos in situ

J. CALAVERA
Dr. Ingeniero de Caminos
E. GONZALEZ-VALLE, A. DELIBES y J. M. IZQUIERDO
Ingenieros de Caminos

SERIE PRELIMINAR I

Dentro de las actividades de la Comisión de Prefabricación, de la Federación Internacional de Pretensado (F.I.P.), se ha abordado recientemente el estudio de corte en la superficie de contacto entre hormigones de diferente edad. El asunto fue abordado en tres campos diferentes.

E. WITTA (Suiza) ha quedado encargado del estudio del tema con *altas tensiones de corte,* lo que supone cuantías apreciables de cosido de la superficie de contacto.

R. PIÑEIRO (España) quedó encargado del estudio del tema en *viguetas semirresistentes de forjados,* que habitualmente tienen poca o ninguna armadura de cosido.

J. CALAVERA (España) quedó encargado del estudio en *superficies sin armadura de cosido.*

Este tercer campo ha sido abordado por el equipo indicado más arriba y los ensayos han sido realizados en el Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC), con cargo a los programas propios de investigación del Instituto para el año 1975.

Como ensayos previos antes de plantear el estudio definitivo, se ha programado la Serie Preliminar I, cuyos resultados se exponen a continuación.

La serie explora cuatro aspectos fundamentales en el comportamiento de la unión en el plano de contacto:

a) Rugosidad superficial del hormigón endurecido. Se han considerado tres estados de superficie:

   Natural. Cepillada. Fratasada.

b) Area de la superficie de contacto. Se disponen áreas de:

   — 20×30 (600 cm^2); — 20×42 (840 cm^2); — 20×54 (1.080 cm^2).

c) Velocidad de aplicación de las tensiones de corte. Se aplicaron dos procesos de carga:

   — *Rápido:* 1 kg/cm^2 por minuto.

   — *Lento:* La carga se aplicaba a razón de 1 kg/cm^2 por minuto hasta alcanzar 1/3 de la prevista de rotura, estabilizándose durante cuatro horas después de lo cual se continuaba a la velocidad anterior hasta alcanzar la rotura.

d) Grado de limpieza de la superficie de contacto:

— *Superficie limpia:* Cepillada y humedecida antes del vertido del hormigón in situ.

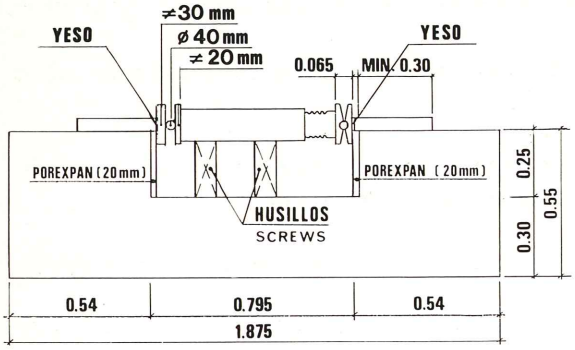
— *Superficie con polvo:* Antes del hormigonado se repartió sobre la superficie de contacto polvo de arcilla a razón de 0,015 gr/cm^2. La granulometría de la arcilla era tal que pasaba el 100 % por el tamiz 200 ASTM, con 60 % inferior a 0,02 mm y 20 % inferior a 0,002 mm.

El hormigón de la pieza prefabricada tenía 28 días de edad al realizarse el ensayo y el vertido in situ, o sea, el hormigón de las pastillas, 15 días. Las resistencias en probeta cilíndrica 15/30 eran de 337 y 320 kg/cm^2 respectivamente.

El dispositivo general de ensayo se indica en la figura 1 y permite el ensayo simultáneo de dos pastillas. La figura 2 indica la disposición de pastillas sobre el bloque de hormigón «prefabricado». Las figuras 3 y 4 muestran diferentes aspectos del ensayo. Las figuras 5, 6 y 7 corresponden, respectivamente, a los estados de rugosidad «natural», «cepillada» y «fratasada».

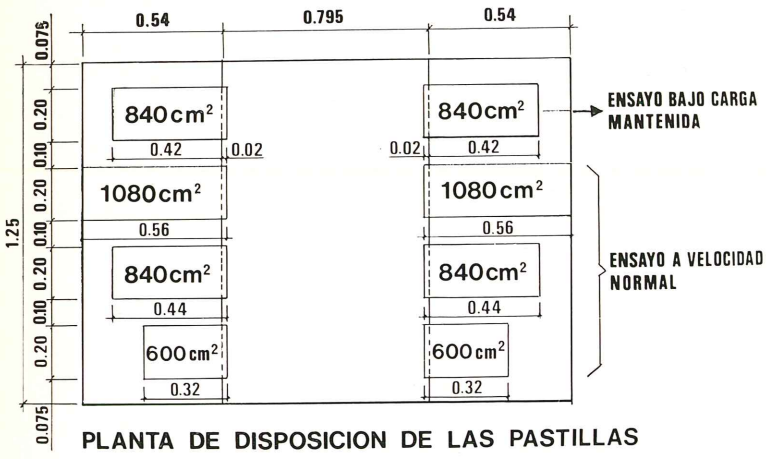
La curva «tensiones de corte - corrimientos» fue registrada mediante captadores de inducción y procesada en computador.

Las figuras 8, 9 y 10 contienen las curvas correspondientes a superficie limpia.



ESQUEMA DE DISPOSICION DEL ENSAYO

Fig. 1



PLANTA DE DISPOSICION DE LAS PASTILLAS

Fig. 2

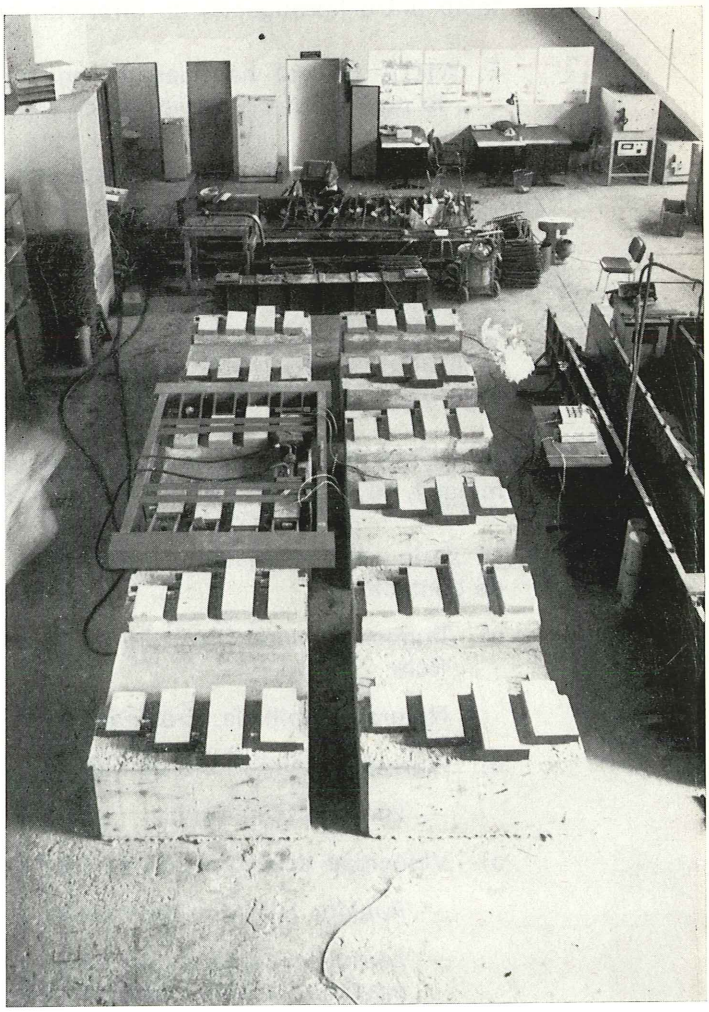


Fig. 3

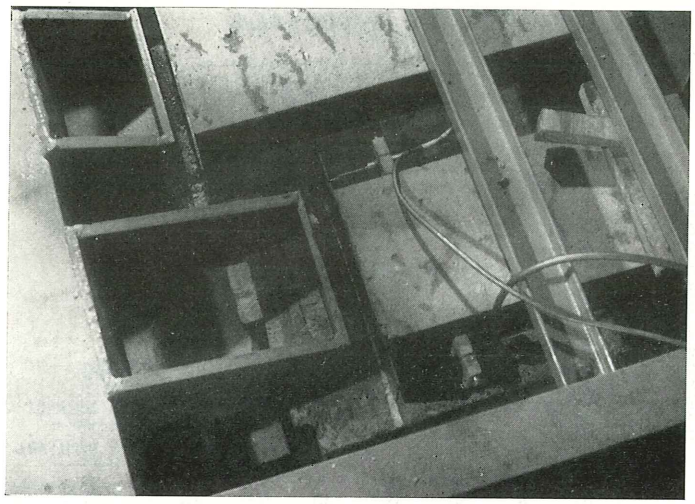


Fig. 4

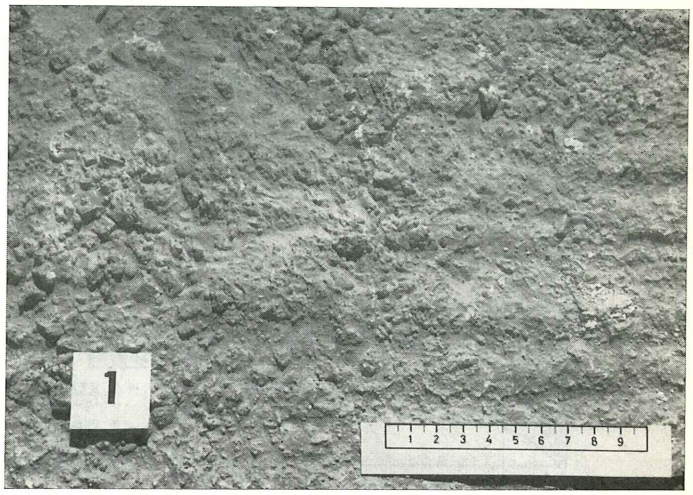


Fig. 5

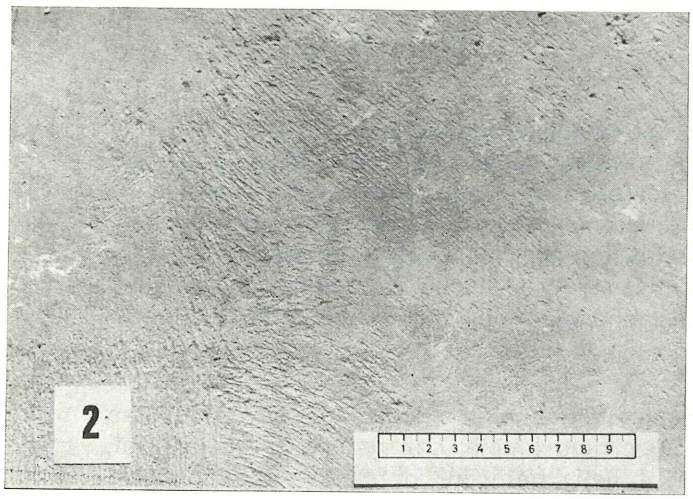


Fig. 6

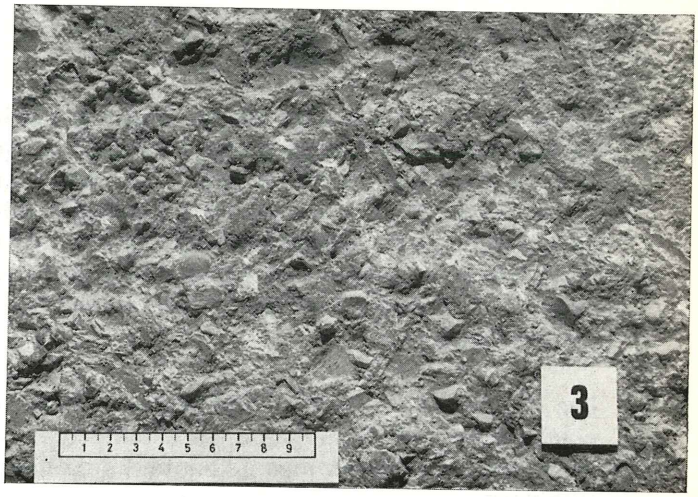


Fig. 7

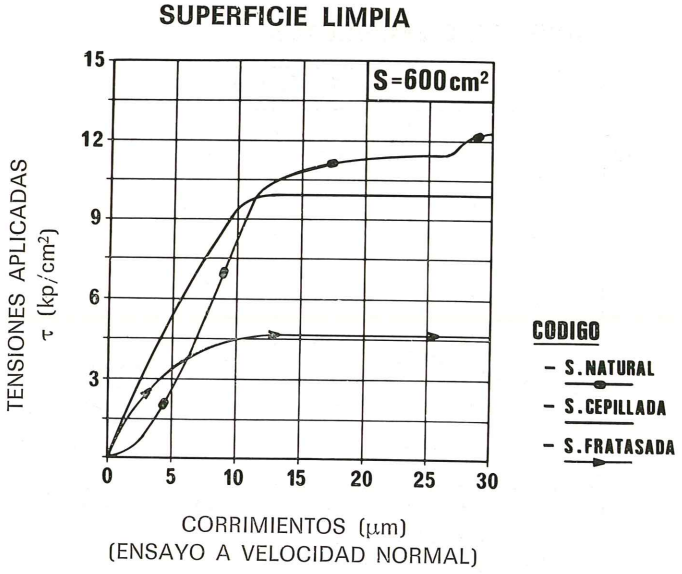


Fig. 8

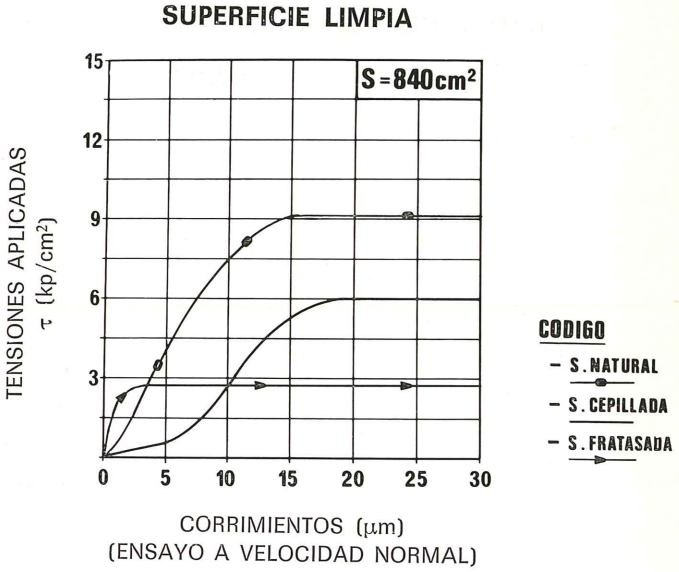


Fig. 9

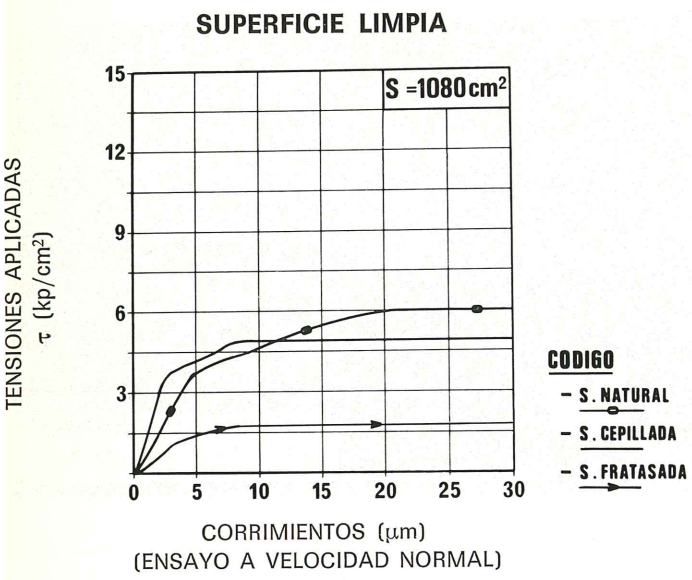


Fig. 10

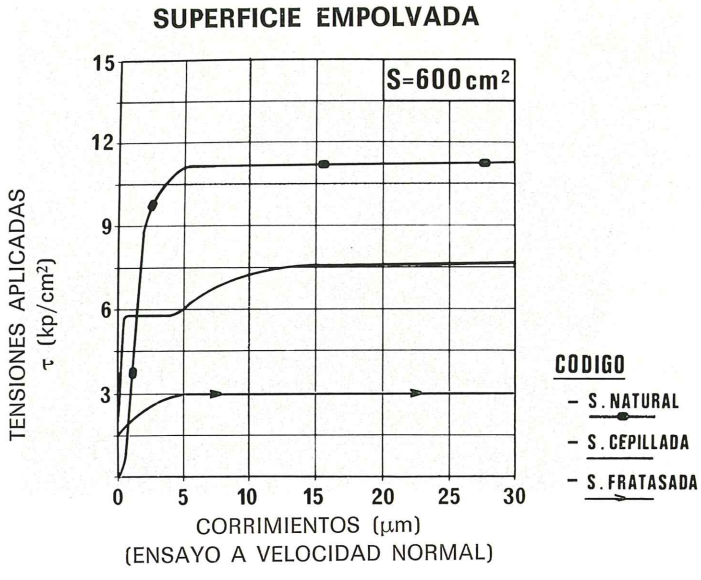


Fig. 11

Puede verse en ellas, en primer lugar, el carácter extremadamente frágil de la unión, pues la tensión máxima se alcanza con corrimientos que no exceden 0,020 mm. Con independencia del área de contacto, la mayor adherencia se alcanza siempre con la rugosidad natural, seguida de la correspondiente a la superficie cepillada, siendo ambas claramente superiores a la fratasada. Para corrimientos pequeños (hasta 10 - 15 μm) esta relación aparece a veces alterada, lo que hay que atribuir a condiciones particulares de la zona ensayada y al hecho de tratarse de un único ensayo. Se aprecia también el decrecimiento de las tensiones máximas al aumentar la superficie de contacto.

Las figuras 11, 12 y 13 contienen las curvas correspondientes a la superficie con polvo. Las conclusiones son análogas a las establecidas para superficie limpia, con reducción en general, de la que hablaremos más adelante. Es de destacar el bajísimo valor obtenido con superficie fratasada.

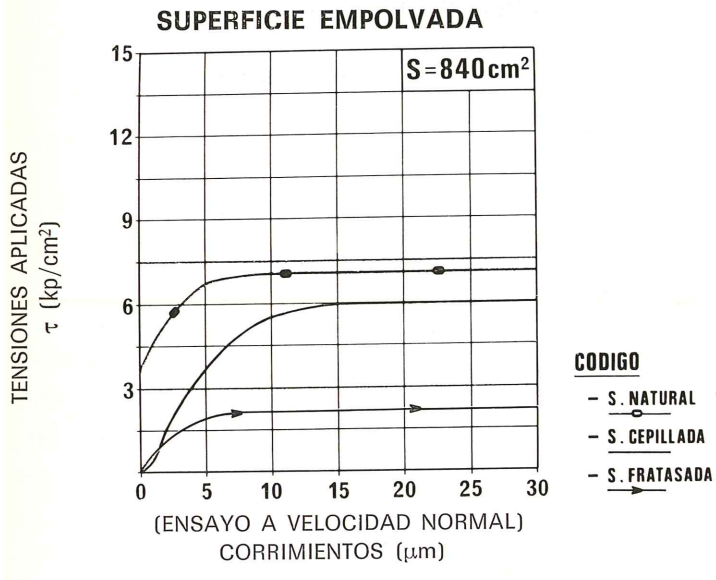


Fig. 12

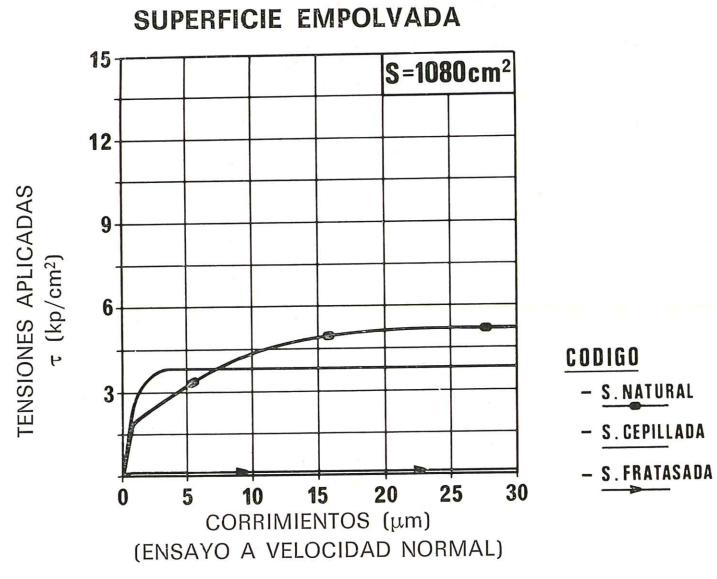


Fig. 13

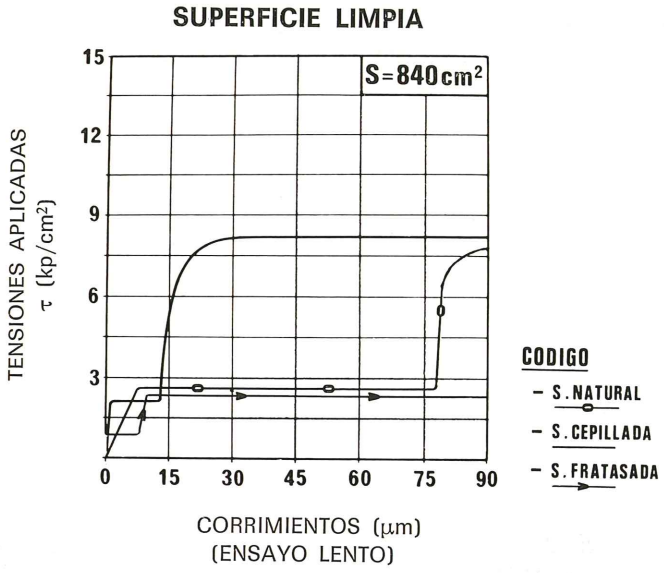


Fig. 14

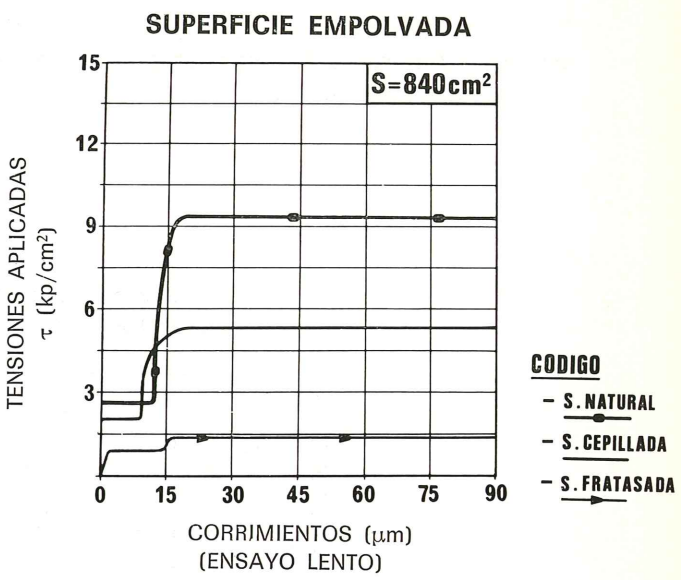


Fig. 15

En la figura 14 se recogen los resultados del ensayo con carga mantenida para superficie limpia. A la vista de los resultados anteriores y de la figura 15, debe considerarse como un resultado anómalo el que la superficie cepillada haya conducido a una tensión máxima más alta que la natural, así como a un gran corrimiento. En la figura 15 se recogen las curvas análogas para superficie con polvo. En ambos casos los incrementos de corrimientos producidos por el mantenimiento de la carga durante cuatro horas, no han superado los 0,015 mm, por lo que no parece que el tipo de unión se vea gravemente afectado por el tiempo.

La comparación entre ensayos normales y lentos se realiza en las figuras 16 y 17 para superficies limpias y con polvo respectivamente. Las diferencias son escasas y no permiten, dada la dispersión de este tipo de ensayos y el pequeño número realizado, apreciar ninguna ley.

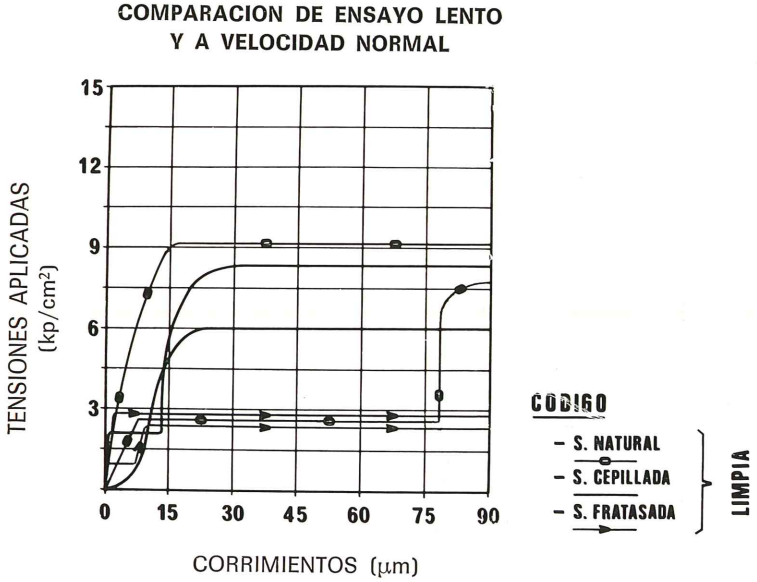


Fig. 16

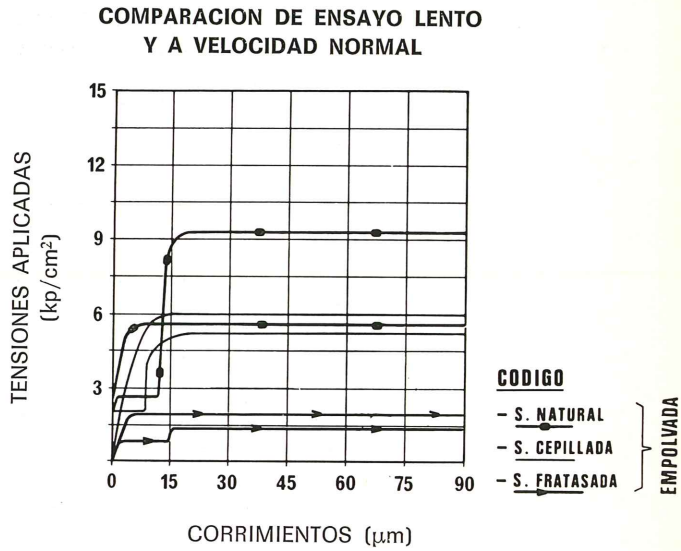


Fig. 17

La figura 18 permite apreciar la influencia del área de contacto, que como se ve es muy acentuada, sin que parezca que el decrecimiento se haya estabilizado para S = 1.180 cm^2. Volveremos más adelante sobre esto.

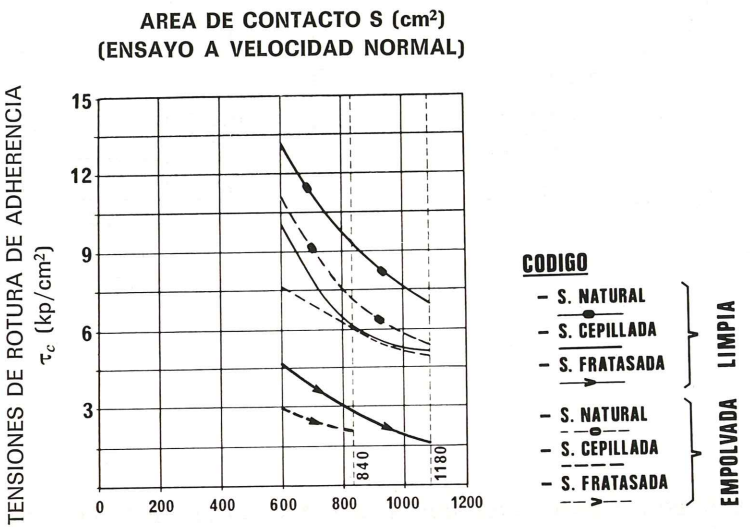


Fig. 18

En la figura 19 aparece la relación entre el área de contacto y la tensión que produce el corrimiento de 0,01 mm, medida que es por supuesto puramente convencional. La ley es del mismo tipo para $\tau_{0,01}$ que para τ_c.

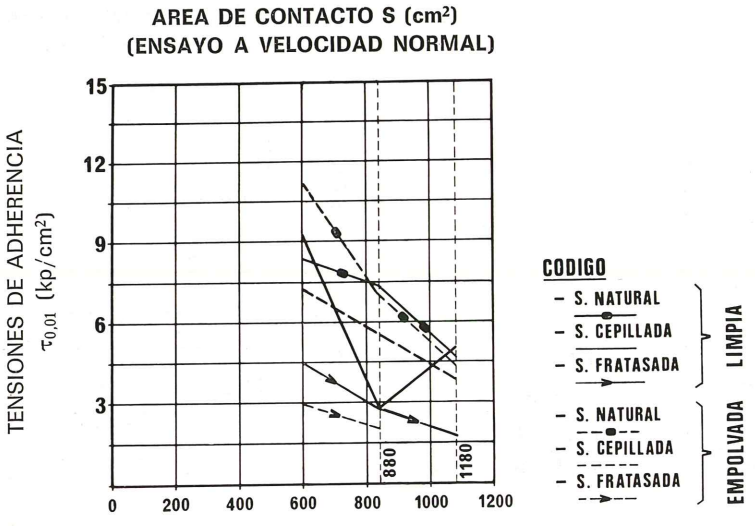


Fig. 19

Por último, la figura 20 contiene un resumen gráfico de la influencia del polvo sobre el comportamiento de la unión. Esta influencia es evidentemente importante e incluso (prescindiendo de la anomalía anteriormente señalada para la superficie natural en ensayo lento) quizá sea más sensible al efecto del tiempo.

COMPARACION DE TENSIONES DE ROTURA DE ADHERENCIA
SEGUN EL ESTADO DE LA SUPERFICIE

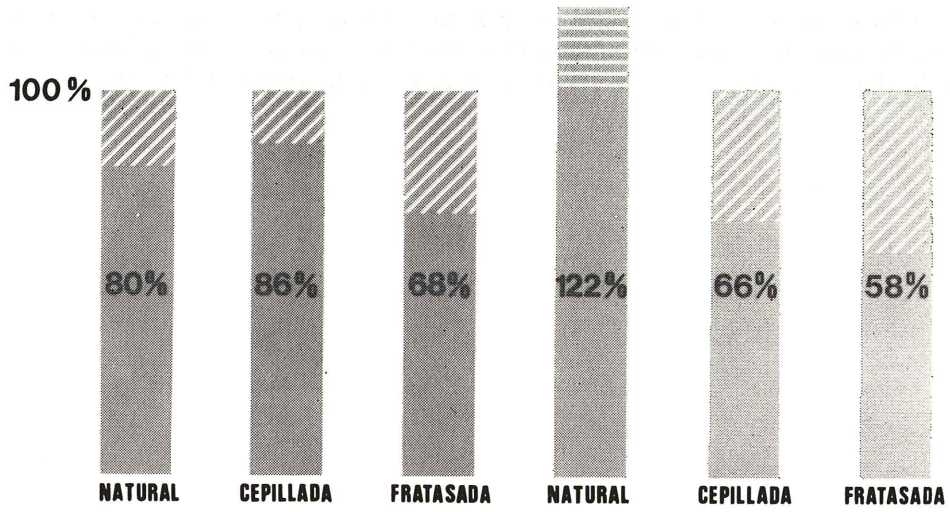


Fig. 20

A nuestro juicio esta Serie Preliminar permite sentar las siguientes conclusiones:

1.° La unión es mejor para superficie natural que para las cepilladas. La práctica de cepillar las juntas simplemente con cepillo de alambre (como se hizo aquí) parece que debería ser examinada con cuidado.

2.° La unión es claramente sensible al polvo interpuesto. La práctica recomendada de limpieza previa debe ser mantenida.

3.° Las tensiones $\tau_{0,01}$ y τ_c decrecen fuertemente al aumetar el área de contacto (ver 7).

4.° Los comportamientos anteriores no parecen tener una dependencia sustancial con el tiempo de mantenimiento de la carga.

5.° La unión tiene un carácter marcadamente frágil.

6.° Los valores obtenidos para τ_c son inferiores a los obtenidos por otros investigadores, con otros tipos de probetas. (Ver bibliografía al final del texto).

Al mismo tiempo, con vistas a la Serie Preliminar II (actualmente en programación) se establecen los siguientes puntos:

7.° ¿Conviene aplicar la fuerza con su resultante en el plano medio de la pastilla, o más abajo? Esto puede influir en las tensiones alcanzadas y conviene investigarlo. Es evidente la imposibilidad de materializar un ensayo de corte puro.

8.° Cuando se habla de relación entre las tensiones $\tau_{0,01}$ y τ_c y el área S de contacto, probablemente no nos estamos expresando con rigor, o al menos no podemos asegurarlo. Para la Serie II se planea comprobar si dos pastillas con la misma longitud y distinto ancho conducen a diferentes valores de τ. Análogamente es necesario verificar con el mismo ancho y longitudes crecientes cuando se estabiliza la tensión máxima τ_c. En definitiva, cabe preguntarse si la dependencia es con el área, con una cierta profundidad crítica o con ambas cosas.

BIBLIOGRAFIA

DARDARE, J.: «Etude des contraintes de cisaillement-glissement dans les élément composites soumís à la flexion». Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie du Béton Manufacturé. Monographie 1, junio 1970.

DARDARE, J. et LE ROY, J.-Y.: «Etude des efforts de cisaillement-glissement dans les planchers composites en béton armé». Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie du Béton Manufacturé. Separata de *Bétons Industriels,* 36, 1971.

SOUBRET, R.: «Recherches sur les planchers composites». Service d'Etudes des Structures del Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics, junio 1972.

HANSON, N. W.: «Precast prestressed concrete bridges - Horizontal shear connections». *Journal of the PCA, Research and Development Laboratories,* mayo 1960, pp. 38-57.

BERNANDER, K. G.: F.I.P. Commission of Prefabrication. «Structural connections of prefabricated concrete units - some matters of current concern».

La industria del hormigón preparado y su actuación sobre la calidad del hormigón

MARTINEZ DE EULATE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

La industria de producción y distribución de Hormigón Preparado se encuentra sometida a un proceso de rápida expansión, debido al considerable aumento del consumo en todos los sectores. Esta expansión presenta un índice de crecimiento próximo al 40 % durante los últimos tres años.

La industria del Hormigón Preparado en España se inició en 1953, teniendo en sus primeros años un nivel de escasa actividad. Realmente no puede ser considerada como importante hasta 1966, en que alcanzó por primera vez el millón de m^3. En 1970 se consiguen los cinco millones y en 1973 se llega a los trece millones de m^3, lo que significa una duplicación, aproximadamente, cada dos años en el período comprendido entre 1966 y 1973.

A continuación se da como indicador de esta expansión la relación existente entre el volumen de Hormigón Preparado y el volumen de hormigón fabricado a pie de obra, en los últimos cinco años:

Años	1968	1969	1970	1971	1972
Relación	1:12,5	1:8,3	1:8,0	1:7,0	1:5,0

Con esta serie de datos se puede apreciar el ya importante volumen de producción de Hormigón Preparado y como consecuencia, la vinculación cada vez más estrecha entre la contrata y el fabricante de éste.

Esta vinculación real, precisa de las normas de relación que deben de existir entre ambas partes como consecuencia de la necesidad de satisfacer sus derechos y decidir sobre las obligaciones de cada parte, lo que en definitiva constituye el derecho a exigir su cumplimiento por la parte contraria.

La relación existente entre ambas partes es una relación comercial basada en condicionantes técnicos y, precisamente, por el carácter de dicha relación, pueden verse menoscabados los citados condicionantes cuando no existan unos procesos sobre la idoneidad técnica de los medios y modos para la realización del Control de la Calidad, tanto a priori, como a posteriori, que avalen dicha situación.

La vinculación que da origen a la relación trae consigo el nacimiento de las responsabilidades. Pero es preciso aclarar cuáles son las responsabilidades de las partes. En definitiva, la responsabilidad es la acetpación de las penalidades que se deriven como consecuencia de un incumplimiento de las garantías que se contengan en la relación.

Como ya se ha indicado, brevemente, la utilización de un volumen ya importante de Hormigón Preparado, ha hecho necesario normalizar las relaciones que deben de existir entre utilizador y suministrador del producto.

Estas normas han tomado forma bajo la denominación de «Instrucción para la fabricación y suministro de Hormigón Preparado», abreviadamente denominada «Instrucción EHPRE-72». Dicha Instrucción fue aprobada por Orden de la Presidencia del Gobierno de 5 de mayo de 1972 y ultimada por Orden de 10 de mayo de 1973, siendo de plena vigencia desde su fecha de aparición en el «B. O. E.».

Esta Instrucción tiene por objeto precisar las condiciones de fabricación, transporte y entrega del Hormigón Preparado, fijando las calidades de las materias primas y estableciendo las características que deben de ser garantizadas y los ensayos para comprobarlas, así como las condiciones de suministro del producto.

Su ámbito de aplicación se extiende a todas las obras que empleen este hormigón en el territorio nacional.

Entre las actividades que realiza la Agrupación Nacional Española de Fabricantes de Hormigón Preparado (ANEFHOP) destaca por su singular importancia el proceso de inspección de las centrales y medios de transporte de los fabricantes miembros de la Agrupación.

Esta inspección se basa en la comprobación de que tanto las centrales como los medios de transporte, cumplen con unos determinados requisitos contenidos en los Reglamentos de Homologación, elaborados por el Comité Técnico de ANEFHOP.

Vamos a hacer primero un poco de historia de la evolución de esta reglamentación y de su adopción.

En la Asamblea General de ANEFHOP de octubre de 1972 fueron presentados dichos reglamentos, acordándose su aprobación, el carácter voluntario de someterse a dicha inspección de homologación a la vista de la expericiencia adquirida durante este primer año. Una vez pasado dicho año y con la revisión que hubiere lugar, la inspección de homologación de centrales y medios de transporte sería obligatoria para todos los miembros de ANEFHOP.

El año de referencia ya ha pasado y la experiencia habida se puede resumir diciendo que la inspección fue voluntariamente solicitada por 84 centrales, de las que el certificado fue concedido a 54.

Vistas, por tanto, las características que presentaban las centrales y las exigencias que estaban propuestas en los Reglamentos de Homologación, se decidió no modificarlas, pasando la inspección a ser de carácter obligatorio a partir de finales del año 1973.

La idea que ha llevado a los fabricantes de Hormigón Preparado, miembros de ANEFHOP a someterse a este tipo de inspección no puede ser más clara; alcanzar unos niveles de calidad de los procesos de fabricación que les permita tener una garantía sobre el hormigón que elaboran.

Conviene aclarar lo últimamente dicho ya que la homologación no pretende garantizar un producto, cosa que por otra parte está fuera de sus objetivos, sino garantizar que los medios de que dispone una planta de fabricación de Hormigón Preparado son los precisos para poder obtener un hormigón de calidad.

En definitiva, la homologación de centrales y medios de transporte es una mentalización del Grupo Fabricante en pos de poder servir un hormigón de calidad.

La lucha por la calidad de un producto no es, por otra parte, una cuestión exclusiva del sector oferente; en ella juega un papel de igual importancia el sector demandante. De nada serviría a un grupo ofrecer calidad si el cliente no la exige y para nada valdría exigirla si no hubiera quien la ofreciera.

Podemos resumir diciendo que el fabricante de Hormigón Preparado quiere que le exijan calidad y estar preparado para poder servirla.

Vistas las razones que han inducido a la homologación, es preciso, y en razón de la oferta de calidad por parte del fabricante de Hormigón Preparado, hacer conocer a los clientes que la demanden aquellas centrales que por sus características son acreedoras al certificado de homologación y por ello ANEFHOP pone en conocimiento de revistas técnicas de gran difusión sus nombres y situación.

Los Reglamentos de Homologación de ANEFHOP son consecuencia de la Instrucción para la fabricación y suministro de Hormigón Preparado (EHPRE-72), de obligatorio cumplimiento a partir de mayo de 1973.

Abundando en lo ya dicho, el objeto de la homologación es precisar las condiciones de fabricación, transporte y control de la calidad a la vista de lo prescrito en la Instrucción EHPRE-72 profundizando y ampliando las exigencias en los procesos.

El aspecto de la fabricación, en cuanto a la homologación, se puede resumir diciendo que consiste en el logro de la consecución de dosificaciones prescritas en las tarjetas de dosificación de cada tipo de hormigón suministrado. El poderse producir con fidelidad dichos valores exige en los equipos de dosificación unas características de precisión especiales.

Asimismo, y en función de las características reales de las materias primas que se utilicen, son necesarios los elementos correctores precisos que no alteren las dosificaciones reales.

Todo ello en el aspecto de la dosificación; en el aspecto del amasado, consiguiendo la uniformidad exigible al hormigón preamasado, contando con los equipos de control necesarios que eviten el vertido de un hormigón insuficientemente amasado.

El aspecto del transporte se puede resumir en la exigencia de unos equipos adecuados para el amasado (centrales dosificadoras) y correctamente utilizados.

En el aspecto del control, disponiendo de un servicio de control de la calidad que permita tomar al fabricante de Hormigón Preparado las decisiones adecuadas, a la vista de los resultados obtenidos, adecuando las dosificaciones de las materias primas para cumplir con las especificaciones de calidad del hormigón solicitado.

Un paso adelante más ha sido iniciado por ANEFHOP al comenzar a elaborar, en unión con el Instituto Eduardo Torroja, la documentación de un Sello de Conformidad para el Hormigón Preparado.

El vacío inicial que puede dejarse sentir en el proceso de la homologación de equipos, que insisto una vez más, lo que acredita es la idoneidad de los medios, se verá de esta forma cubierto al garantizar mediante inspección periódica el cumplimiento de las especificaciones que se contemplan en la documentación del Sello de Conformidad.

Es de resaltar, además, que el cumplimiento de estas especificaciones vendrá garantizada por el organismo inspector, ajeno a ANEFHOP.

El grupo de trabajo que elabora las especificaciones está compuesto por representantes del Instituto Eduardo Torroja, por representantes de entidades Oficiales de Control, por representantes de Entidades Privadas de Control, por representantes de la Asociación Española para el Control de la Calidad y por representantes de ANEFHOP. La presidencia del grupo de trabajo es ostentada por personal del Instituto Eduardo Torroja y la Secretaría está en manos de ANEFHOP.

La labor desarrollada hasta el momento y finalizada en su primera fase ha sido la elaboración del Reglamento de Autocontrol, habiéndose comenzado ya la elaboración del Reglamento de Inspección.

En el corto espacio de esta comunicación se ha pretendido dar una idea de la actuación escalonada de ANEFHOP en el campo de la calidad.

Nuestro deseo es colaborar del modo más eficaz con los técnicos de la construcción, a cuyo servicio estamos y de los que solicitamos la más estrecha colaboración, haciéndonos partícipes de sugerencias que contribuyan, en definitiva, a un mejor servicio por parte de la Industria del Hormigón Preparado.

ESTUDIO
PREST

París, 122, 2.º, 4.ª BARCELONA-11
Tel. 321 64 39 - 321 78 09

CALCULO E INGENIERIA DEL PREFABRICADO DE HORMIGON

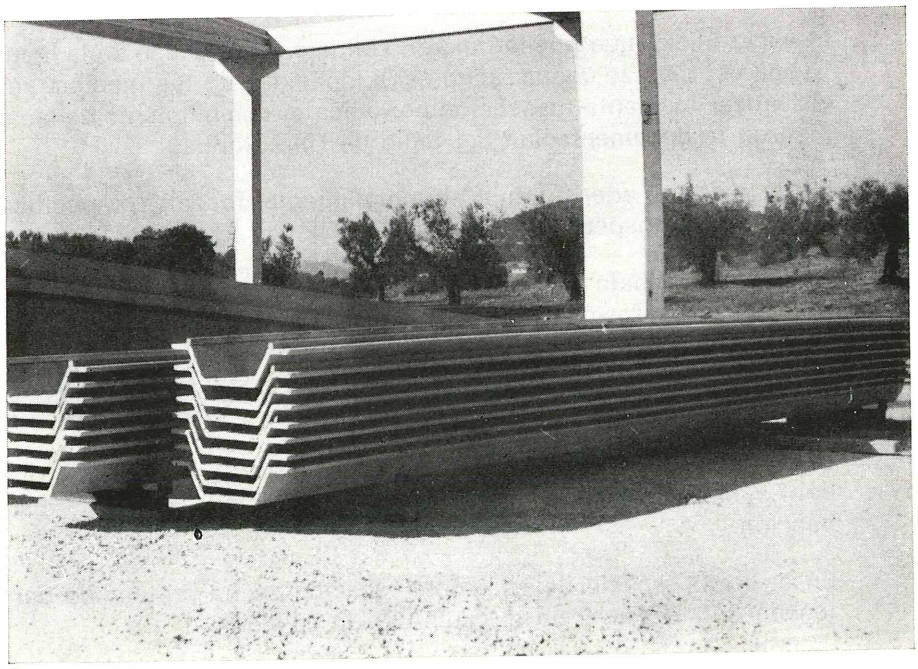
- **Proyectos de fábricas para la producción de elementos estructurales de hormigón**
- **Cálculo y diseño de estructuras prefabricadas**

DISEÑOS PATENTADOS

ESTRUCTURAS URANO Y TAU: para naves industriales como evolución de la viga de doble pendiente

ESTRUCTURA TITANO: para naves industriales de grandes luces (24 ÷ 42 m)

ESTRUCTURA ELE: para la construcción de viviendas prefabricadas



PANEL DE CUBRICION DALLA: permite conseguir interejes de 12 m. Fabricación automatizada mediante el empleo de una máquina continua.

París, 122 - 2.º 4.ª **BARCELONA-11** **Telfs. 321 64 39 - 321 78 09**
Vía Tiziano, 19 **20145 MILANO** **Telfs. 43 48 57 - 43 79 23**

Estudio de la influencia que los distintos tipos de refrentado ejerce en el ensayo a compresion de probetas de hormigón

A. DELIBES LINIERS
Ingeniero de Caminos

y G. GONZALEZ ISABEL
Ingeniero Técnico C. C.
Del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC)

RESUMEN *Se exponen los resultados del estudio experimental de distintas técnicas de refrentado de probetas de hormigón, todas ellas admitidas, generalmente, como correctas. Se observan diferencias notables de unos sistemas a otros, recomendándose finalmente el empleo de azufre fundido para hormigones hasta 500 kg/cm² de resistencia. Se establecen también algunas normas de ejecución que no aparecen en las distintas especificaciones vigentes.*

1. INTRODUCCION

El objeto que se pretende con el presente Plan de Ensayos estudiar la influencia que los distintos tipos de acabado o preparación de la cara superior de las probetas moldeadas de hormigón ejercen en los resultados del ensayo a compresión de probetas cilíndricas de hormigón. Como es sabido, la correcta ejecución de esta operación, denominada refrentado, tiene una influencia decisiva en dichos resultados. Un refrentado defectuoso conducirá, en muchos casos, a calificar el hormigón de forma muy desfavorable. Así, un error inapreciable (0,25 mm) en la cara de acabado puede reducir la resistencia de la probleta en más de un 30 %.

Los tipos de refrentado que recogen los ensayos son los que emplean polvo de cemento, pasta pura de cemento, mortero de azufre y azufre puro. Unicamente, el primero de ellos se realiza sobre el hormigón de la probeta aún fresco. En todos los casos se supone que se trata de operaciones correctamente ejecutadas, de acuerdo con la normativa actual.

Se han descartado otros sistemas, como pueden ser la pasta de yeso o el mortero del mismo material, el pulido con muela abrasiva o la interposición de tapas de cartón o material similar, entre la cara de acabado de las probetas y el plato de la prensa.

2. COMENTARIOS A LOS DISTINTOS SISTEMAS DE REFRENTADO

Los factores comunes en que deben coincidir todos los materiales o sistemas de refrentado de probetas de hormigón, son de conocimiento casi general y podemos resumirlos en los puntos siguientes:

— Existen unas tolerancias relativas a la planeidad y perpendicularidad al eje de las probetas de hormigón, que para su cumplimiento hacen necesario el refrentado de la cara de acabado.

— El espesor del refrentado debe ser mínimo, estando acotado superiormente por las normas en vigor.

— La resistencia del material de refrentado debe ser superior a la del hormigón de la probeta.

— La influencia del refrentado es mayor en hormigones de alta resistencia.

— Para la dosificación de materiales de refrentado y su ejecución se siguen, en líneas generales, las especificaciones UNE 7242 y en su defecto las AFNOR o ASTM correspondientes.

3. PLAN DE ENSAYOS

3.1. VARIABLES EN ESTUDIO

3.1.1. **Resistencias del hormigón**

El estudio se ha realizado sobre los 4 hormigones-tipo siguientes:

H-125 ; H-250 ; H-350 ; H-450

3.1.2. **Tipos de refrentado**

Se han empleado cuatro tipos distintos en cuanto a su composición:

a) Polvo de cemento; b) Azufre puro; c) Mortero de azufre, y, d) Pasta pura.

3.2. FABRICACION DEL HORMIGON

El hormigón ha sido fabricado en el Laboratorio Central de INTEMAC en una amasadora centrífuga planetaria TEKA, con arreglo a las siguientes dosificaciones, expresadas en peso de los componentes y referidas a 1 m^3 de hormigón:

H-125

GRAVA 5/18 mm ... ... =	1.300 kg
ARENA 0/5 mm ... ... =	700 kg
CEMENTO P-350 ... ... =	250 kg
AGUA AÑADIDA ... ... =	200 l
(Relación a/c. ... ... =	0,800)
(Asiento de cono ... ... =	10 cm)

H-250

GRAVA 5/18 mm ... ... =	1.265 kg
ARENA 0/5 mm ... ... =	680 kg
CEMENTO P-350 ... ... =	325 kg
AGUA ... ... =	190 l
(Relación a/c. ... ... =	0,584)
(Asiento de cono ... ... =	6 cm)

H-350

GRAVA 5/18 mm ... ... =	1.200 kg
ARENA 0/5 mm ... ... =	650 kg
CEMENTO P-350 ... ... =	425 kg
AGUA ... ... =	210 l
(Relación a/c. ... ... =	0,494)
(Asiento de cono ... ... =	5 cm)

H-450

GRAVA 5/18 mm ... ... =	1.085 kg
ARENA 0/5 mm ... ... =	590 kg
CEMENTO P-350 ... ... =	550 kg
AGUA ... ... =	235 l
(Relación a/c. ... ... =	0,427)
(Asiento de cono ... ... =	7 cm)

3.3. FABRICACION DE PROBETAS

La fabricación de las probetas ha sido realizada en el interior de una cámara con 65 % de H.R. y 20° C de temperatura.

A partir de una amasada de 350 l, se fabricaron para cada resistencia de hormigón un total de 16 probetas cilíndricas, 15 × 30 cm, distribuyéndolas en grupos de 4 para cada uno de los tipos de refrentado en estudio.

El llenado de los moldes se ha realizado en dos tongadas de 15 cm cada una. Se han compactado empleando un vibrador con diámetro de aguja de 20 mm y frecuencia de 9.000 r.p.m.

3.4. CURADO Y CONSERVACION DE LAS PROBETAS

Una vez fabricadas las probetas, sus superficies libres fueron enrasadas con un fratás de madera, de forma que no quedasen desigualdades superiores a 1 mm. A continuación, se cubrieron las superficies libres con arpillera empapada en agua y sujetas con una goma a la cabeza del molde, envolviendo la probeta en una bolsa de plástico, la cual se cerró herméticamente.

A partir de este momento, y durante las siguientes 24 h, los moldes no sufrieron ningún tipo de manipulación. Las probetas destinadas a refrentado en fresco, con polvo de cemento, reciben un tratamiento especial como se indica más adelante.

Pasadas 24 h las probetas fueron desmoldadas y trasladadas a la cámara de curado (HR = 100 %; T = 21° C) donde permanecieron hasta 3 h antes del momento del ensayo.

3.5. REFRENTADO DE LAS PROBETAS

Se indican a continuación los distintos sistemas seguidos para el refrentado, que, en general, siguen las especificaciones de las Normas ASTM y AFNOR correspondientes.

3.5.1. **Refrentado con polvo de cemento**

Este sistema se aplicó a probetas recién fabricadas, por lo que se realizó en el mismo lugar donde se confeccionaron.

Una vez compactada la cara superior se esperó a que comenzase el fraguado (suele apreciarse por la pérdida de brillo del hormigón en su superficie). A continuación se enrasó la cara libre con una regla metálica ancha y rígida, espolvoreando sobre la superficie del hormigón cementos del mismo tipo y categoría que el empleado en la fabricación del hormigón, a razón de 1,7 gr/cm^2 (300 gr por probeta), pasando la regla apoyada en la boca del molde repetidas vaces en todas las direcciones, hasta conseguir una cara perfectamente lisa y plana. Una vez realizado el refrentado se colocó el molde en bolsa de plástico cerrada y se conservó en estas condiciones hasta el momento del desmoldeo y la introducción en la cámara de curado.

Hay que hacer notar que según las Normas ASTM C-31 y C-192 el acabado debe hacerse con un plato de vidrio o acero pulido, sin embargo, este sistema puede acarrear dificultades de ejecución al adherirse la pasta al plato, según nuestra opinión y experiencia previa.

3.5.2. **Refrentado con pasta pura**

La pasta pura se ha fabricado con cemento P-350 y una relación agua/cemento de 0,37. Antes de utilizar la pasta se esperaron 4 h para que al emplearla hubiese sufrido su retracción inicial. A continuación se extendió la pasta con la regla, pasándola en todas las direcciones, hasta obtener una cara perfectamente plana y lisa.

Nuestra experiencia es que el refrentado con pasta pura no debe hacerse sobre probetas secas, ya que entonces, absorberán agua de la pasta pura, agrietándose la capa de refrentado. Por este motivo, el refrentado se realizó inmediatamente después de extraerlas de la cámara, siendo introducidas de nuevo en dicha cámara, una vez efectuado. Este tipo de refrentado se realizó cuatro días antes de la fecha de ensayo. Se empleó un cemento P-350 en lugar de otro de más rápido fraguado y endurecimiento, pues teníamos antecedentes de importantes agrietamientos de la pasta, muy difíciles de evitar, empleando cemento de alta resistencia inicial. Por lo demás, no se presentan problemas de baja resistencia, al menos en términos relativos. (Véanse los resultados de ensayo de materiales de refrentado.)

3.5.3. **Refrentado con mortero de azufre**

El mortero de azufre empleado, tenía la siguiente composición, en peso:

Azufre	62 %
Arena silícea (menor de 0,5 mm)	36 %
Negro de humo	2 %

Se utilizó un recipiente para fundir el azufre equipado con control automático de temperatura para mantener ésta en 130° C.

Desde que se sacaron las probetas de la cámara se esperó a que la superficie de las probetas no estuviese excesivamente húmeda, con el fin de que el refrentado adhiriese bien y no se formasen burbujas de vapor (aproximadamente media hora en ambiente con humedad normal).

3.5.4. **Refrentado con azufre**

Se realizó con azufre puro fundido a 130° C. Por lo demás, son válidas las consideraciones del apartado anterior.

4. **ENSAYOS DEL METERIAL DE REFRENTADO**

De los materiales empleados para el refrentado de las probetas de hormigón se realizaron los ensayos especificados a continuación.

4.1. ENSAYOS DE AZUFRE

Se ensayaron a compresión 6 probetas de azufre de 4 × 4 × 4 cm, fabricadas con el material puro y con el mortero de refrentado.

La operación de llenado de los moldes es delicada, debiendo extremarse las precauciones para evitar que quede aire ocluido o se produzcan grietas. Las medidas adoptadas entre otras fueron:

1. Calentar el molde a 60° C, manteniéndolo a esta temperatura.
2. Pintar con aceite todas las caras.
3. Rellenar por capas de 3 mm de espesor máximo, permitiendo el enfriamiento y consiguiente solidifacación de la capa anterior antes de proceder al vertido de la siguiente.

La edad de ensayo de estas probetas fue idéntica a la del material de refrentado de las cilíndricas (2 horas).

4.2. PASTA PURA

Se ensayaron igualmente 6 probetas de 4 × 4 × 4 cm, fabricadas con el material empleado para el refrentado. La edad en el momento del ensayo era de 4 días.

4.3. RESULTADOS

Los resultados obtenidos figuran en el cuadro siguiente:

RESISTENCIA A COMPRESION DE LOS MATERIALES DE REFRENTADO MEDIDA EN PROBETAS 4x4x4cm

PRODUCTO EMPLEADO	EDAD AL ENSAYO	DESIGNACION DE LA PROBETA	f (Kp/cm²)	f_m (Kp/cm²)
AZUFRE PURO	2 horas	1 A	524	510
		2 A	525	
		3 A	485	
		4 A	528	
		5 A	495	
		6 A	501	
MORTERO DE AZUFRE	2 horas	1 M	558	523
		2 M	531	
		3 M	491	
		4 M	475	
		5 M	549	
		6 M	532	
PASTA PURA	4 días	1 P	546	525
		2 P	574	
		3 P	528	
		4 P	485	
		5 P	490	
		6 P	527	

5. METODO DE ENSAYO

Las probetas fueron ensayadas en PRENSA AMSLER de compresión, con capacidad de 100 t, provista de un candenciómetro incorporado para regular la velocidad de aplicación de la carga. Esta se mantuvo constante hasta la rotura, con un incremento medio de 6 kg/cm² × s.

6. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Se indican en las tablas 1 a 4 los resultados de ensayo de las distintas probetas (f_c), los valores medios (f_{cm}) y los valores de la desviación cuadrática media relativa (V) obtenida en cada caso. En las figuras 1 a 4 se expresan estos resultados medios en porcentaje del más elevado de ellos, para cada uno de los hormigones-tipo. Finalmente, en la figura 5, se expresan en conjunto estos resultados, en función del valor de la resistencia del hormigón (f_{cm}) obtenido en cada caso.

7. DISCUSION DE LOS RESULTADOS DE ENSAYO

Todos los materiales empleados en el refrentado sobre probeta endurecida tienen resistencias muy similares para las edades en que se utilizan. Estas son del orden de los 500 kp/cm².

La ejecución del refrentado con polvo de cemento requiere la utilización de la boca del molde como apoyo de referencia para el útil empleado en la terminación. Esto obligará a llevar un con-

TABLA 1 HORMIGON TIPO H-125

PRODUCTO DE REFRENTADO	DESIGNACION DE LAS PROBETAS	EDAD AL ENSAYO	f_c (Kp/cm²)	f_{cm} (Kp/cm²)	V %
POLVO DE CEMENTO	1 C A 1 C B 1 C C 1 C D	28 días	128 132 129 131	130	1,2
PASTA PURA	1 P A 1 P B 1 P C 1 P D	28 días	121 124 125 123	123	1,2
AZUFRE	1 A A 1 A B 1 A C 1 A D	28 días	128 131 132 134	131	1,7
MORTERO DE AZUFRE	1 M A 1 M B 1 M C 1 M D	28 días	132 135 131 140	135	2,6

TABLA 2 HORMIGON TIPO H-250

PRODUCTO DE REFRENTADO	DESIGNACION DE LAS PROBETAS	EDAD AL ENSAYO	f_c (Kp/cm²)	f_{cm} (Kp/cm²)	V %
POLVO DE CEMENTO	2 C A 2 C B 2 C C 2 C D	28 días	259 257 268 258	261	1,7
PASTA PURA	2 P A 2 P B 2 P C 2 P D	28 días	246 263 256 258	256	2,4
AZUFRE	2 A A 2 A B 2 A C 2 A D	28 días	299 293 285 290	292	1,7
MORTERO DE AZUFRE	2 M A 2 M B 2 M C 2 M D	28 días	291 278 297 291	289	2,4

TABLA 3 HORMIGON TIPO H-350

PRODUCTO DE REFRENTADO	DESIGNACION DE LAS PROBETAS	EDAD AL ENSAYO	f_c (Kp/cm²)	f_{cm} (Kp/cm²)	V %
POLVO DE CEMENTO	3 C A 3 C B 3 C C 3 C D	28 días	357 363 351 356	357	1,2
PASTA PURA	3 P A 3 P B 3 P C 3 P D	28 días	345 343 330 330	337	2,1
AZUFRE	3 A A 3 A B 3 A C 3 A D	28 días	397 380 375 382	384	2,1
MORTERO DE AZUFRE	3 M A 3 M B 3 M C 3 M D	28 días	358 384 376 370	372	2,6

TABLA 4 HORMIGON TIPO H-450

PRODUCTO DE REFRENTADO	DESIGNACION DE LAS PROBETAS	EDAD AL ENSAYO	f_c (Kp/cm²)	f_{cm} (Kp/cm²)	V %
POLVO DE CEMENTO	4 C A 4 C B 4 C C 4 C D	28 días	430 422 424 445	430	2,1
PASTA PURA	4 P A 4 P B 4 P C 4 P D	28 días	461 496 479 484	480	2,6
AZUFRE	4 A A 4 A B 4 A C 4 A D	28 días	521 522 509 544	524	2,4
MORTERO DE AZUFRE	4 M A 4 M B 4 M C 4 M D	28 días	525 516 531 527	525	1,0

trol muy riguroso del estado de los moldes, lo cual puede resultar laborioso. En esta investigación, mediante el empleo de moldes totalmente nuevos, se ha conseguido una uniformidad de resultados muy satisfactoria.

En la figura 5 puede observarse lo siguiente:

a) El refrentado con azufre puro o mortero de azufre conduce a resultados prácticamente idénticos, siendo los más favorables en todos los casos.

b) El refrentado con pasta pura de cemento P-350 da lugar a análogos descensos de resistencia (del orden del 10 %) en todos los casos.

c) El refrentado con polvo de cemento da lugar a descensos de resistencia, respecto al azufre fundido, crecientes con la del hormigón. Estos descensos pueden ser importantes (casi del 20 %) con probetas de elevada resistencia.

El empleo de pasta pura elaborada con cementos de endurecimiento rápido podría dar lugar a importantes agrietamientos, por lo que, como se ha indicado, fue adoptada una pasta a basa de cemento P-350, que a los cuatro días alcanzaba una resistencia muy similar a las del azufre fundido. Dicha resistencia ha sido prácticamente igual a la del hormigón de la máxima calidad ensa-

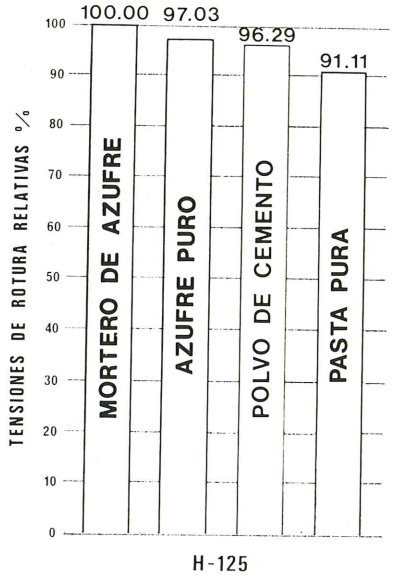


Fig. 1

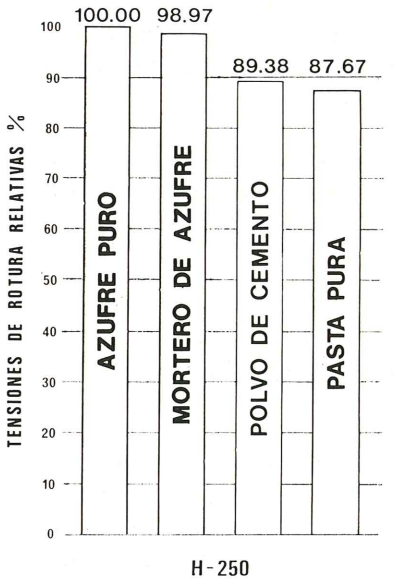


Fig. 2

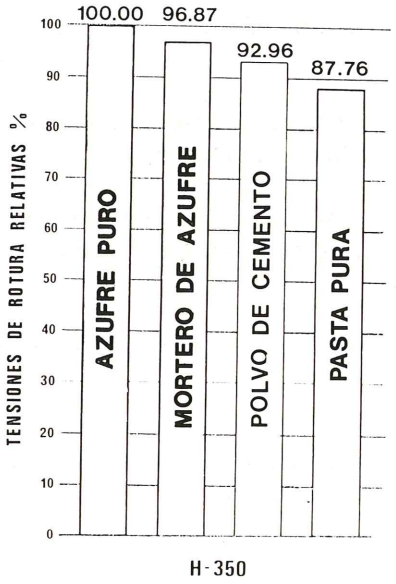


Fig. 3

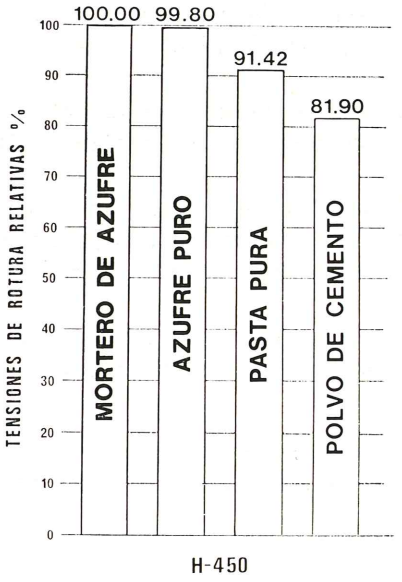


Fig. 4

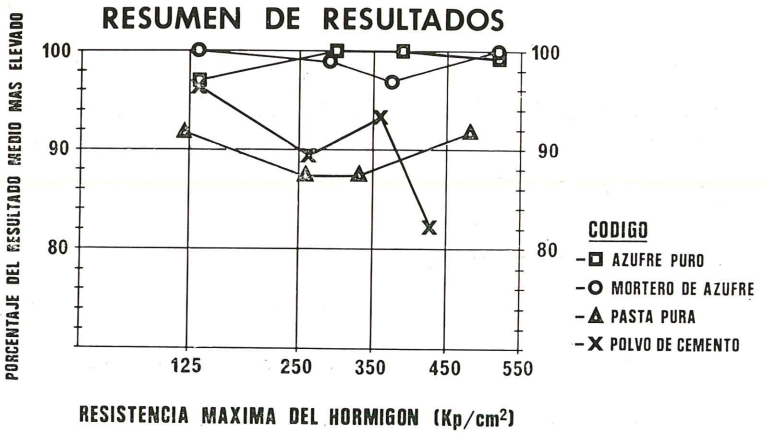


Fig. 5

yada. Cabe pensar, por tanto, en la posibilidad de que otras formas de acabado de la superficie de las probetas deben emplearse cuando se enayan hormigones de resistencia superior a los 500 kp/cm^2.

Los resultados anteriores coinciden con los obtenidos por otras investigaciones en lo que se refiere a los hormigones de resistencias bajas y medias. No ocurre siempre lo mismo con los de resistencia elevada.

8. CONCLUSIONES

Partiendo de la base de que, en las operaciones de acabado de la cara superior de las probetas moldeadas, deben extremarse las precauciones para obtener resultados aceptables y de acuerdo con lo expuesto resumiremos, brevemente, las conclusiones alcanzadas en el estudio de las cuatro técnicas de refrentado más empleadas, todas ellas, generalmente, admitidas como correctas.

1.ª El empleo de azufre o mortero de azufre fundido conduce a los resultados más favorables.

2.ª El empleo de pasta pura de cemento reduce ligeramente las resistencias respecto a las obtenidas con la técnica anterior.

3.ª El empleo de polvo de cemento sobre el hormigón fresco es delicado y puede dar lugar a bajas de resistencia apreciables (20 %) cuando es alta la de la probeta.

4.ª Aunque no se ha experimentado en este estudio, pensamos en la conveniencia de empleo de técnicas más refinadas y costosas cuando hayan de ensayarse probetas de hormigón de resistencias superior a 500 kp/cm^2.

5.ª En todos los casos, es decisiva la cuidadosa ejecución de los trabajos, de acuerdo con lo señalado en el apartado 3.5.

Los ensayos analizados se han llevado a cabo en el Laboratorio Central de INTEMAC durante el año 1975, tras haber experimentado las distintas técnicas descritas.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

1. **U. S. BUREAU OF RECLAMATION.** «Concrete Manual». (Denver, 1955).
2. **R. L'HERMITE,** «Idées actuelles sur la technologie du béton». Documentatión Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (París, 1955).
3. **G. WERNER,** «The effect of type of capping material on the compressive strength of concrete cylinders». Proc. A.S.T.M., 58, pp. 166-81 (1958).
4. **A. M. NEVILLE,** «Properties of Concrete» (1963).
5. **VENUAT Y PAPADAKIS,** «Control y ensayo de cementos, morteros y hormigones» (1966).
6. **Normas UNE 7240 y 7242,** «Fabricación, conservación y ensayo a compresión de probetas moldeadas de hormigón».
7. **Normas A.S.T.M. C-31, C-39, C-192 y C-617.**
8. **A. DELIBES,** «Análisis de la influencia de algunas variables en la extracción y ensayo a compresión de probetas-testigo de hormigón». Art. 462-3 de «Informes de la Construcción», 1974.

Cálculo de la fuerza de neutralización en secciones de hormigón pretensado

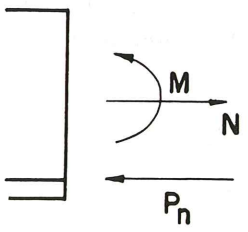
J. MURCIA VELA

Dr. Ingeniero de Caminos, Licenciado en Ciencias Matemáticas.
Profesor agregado de Hormigón Armado y Pretensado
de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Santander

Se entiende por fuerza de neutralización del pretensado aquella que aplicada sobre la sección, en ausencia de solicitaciones exteriores, anula las tensiones que la fuerza de pretensado produce sobre el hormigón. Estado de neutralización es el que resulta de considerar la sección sin solicitaciones exteriores y con la fuerza de neutralización aplicada.

La justificación de este estado de neutralización se basa en que es preciso lograr, a diferencia con el hormigón armado, un estado neutro de tensiones (al menos, en uno de los materiales, el hormigón) para tomarlo como referencia en los diferentes procesos de cálculo (rotura, fisuración, etc...). En hormigón armado, en ausencia de solicitaciones exteriores, el estado es justamente el neutro. El hormigón pretensado, en las mismas condiciones, no lo es, puesto que existe el efecto del pretensado; es necesario neutralizar dicho efecto previamente para llegar así a un estado neutro (tensiones nulas en el hormigón, no en el acero) de referencia.

En el cálculo de la sección, por tanto, habrá que superponer a la solicitación exterior existente la fuerza de neutralización P_n como esfuerzo de compresión, ya que previamente ha sido introducido en la sección como esfuerzo de tracción para lograr el estado neutro en el hormigón.

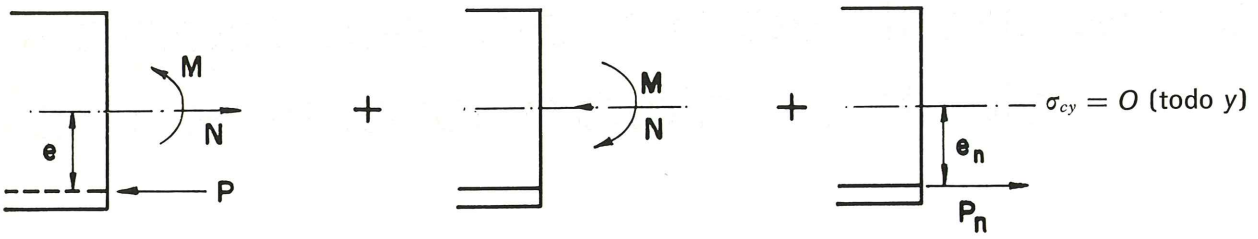


SECCIONES CON ARMADURAS POSTESAS

En este caso nos encontramos con que, antes de procederse a la inyección y, por tanto, a poder hablarse de sección homogeneizada, la fuerza de pretensado P en la sección que se considere coexiste, en general, con el cierto momento M, correspondiente al efecto parcial o total del peso propio del elemento y, eventualmente, a un esfuerzo axil N, en soportes, por ejemplo.

La fuerza de neutralización será preciso aplicarla sobre la sección homogeneizada, que es lo que se tiene realmente una vez realizada la inyección; pero esta fuerza corresponde solamente a la neutralización del efecto del pretensado, por lo cual habrá que eliminar el efecto de M (y de N, en su caso), también sobre la sección homogeneizada.

Esquemáticamente, tendremos:



S. NETA S. HOMOGENEIZADA S. HOMOGENEIZADA

Ahora bien, estamos superponiendo estados referidos a secciones diferentes. Por ello nos interesa utilizar un método que reduzca este proceso a sección única. Sabemos, por otro lado, que existe un tratamiento de sección homogeneizada a partir de la neta de hormigón, tal que, dada una solicitación (N, M) referida a esta última sección, se tiene que (*):

$$\sigma_{cy} = \frac{N - \triangle P}{A_c} - \frac{(M + \triangle P \cdot e) \cdot y}{I_c}$$

$$\triangle P = \frac{\left(\frac{N}{A_c} - \frac{M \cdot e}{I_c} \right) \cdot n \cdot A_p}{1 + n \cdot A_p \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c} \right)}$$

En esta expresión se toman como positivas las tracciones y negativas las compresiones. En cuanto a los esfuerzos, N es positivo si es de tracción y M lo es si produce compresiones en cara superior. Este convenio es el que seguiremos utilizando aquí.

Podemos, por tanto, superponer ya directamente el primer estado (sección neta), con los dos siguientes (sección homogeneizada) para lograr el de netralización ($\sigma_{cy} = O$ para todo y), esto es:

$$\sigma_{cy} = \frac{N - P}{A_c} - \frac{(P \cdot e + M) \cdot y}{I_c} + \frac{P_n - N - \triangle P}{A_c} - \frac{(-P_n \cdot e_n - M + \triangle P \cdot e) \cdot y}{I_c} = O$$

por lo cual, tanto el término en y como el independiente deben ser idénticamente nulos:

$$N - P + P_n - N - \triangle P = O \rightarrow P_n = P + \triangle P$$

$$P \cdot e + M - P_n \cdot e_n - M + \triangle P \cdot e = O \rightarrow P_n \cdot e_n = (P + \triangle P) \cdot e = P_n \cdot e$$

$$e_n = e$$

Esto último nos dice que P_n debe actuar a la altura de la armadura activa.

(*) J. MURCIA: *Tratamiento, en sección no fisurada, de la sección homogeneizada de hormigón y acero a partir de la neta de hormigón.* «Hormigón y Acero», 114. Madrid, 1975.

El incremento $\triangle P$ es el correspondiente a la solicitación de los estados sobre sección homogeneizada, por lo que:

$$\triangle P = \frac{\left(\frac{P_n - N}{A_c} + \frac{(P_n \cdot e + M) \cdot e}{I_c} \right) \cdot n \cdot A_p}{1 + n \cdot A_p \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c} \right)}$$

$$P_n = P + \triangle P \leftrightarrow P_n \left[1 + n \cdot A_p \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c} \right) \right] = P \left[1 + n \cdot A_p \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c} \right) \right] +$$

$$+ P_n \cdot n \cdot A_p \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c} \right) + n \cdot A_p \left(- \frac{N}{A_c} + \frac{M \cdot e}{I_c} \right)$$

de donde:

$$P_n = P \left\{ 1 + n \cdot A_p \left[\frac{1}{A_c} \left(1 - \frac{N}{P} \right) + \frac{e^2}{I_c} \left(1 + \frac{M}{P \cdot e} \right) \right] \right\}$$

En general, M y $P \cdot e$ son de signo contrario, por lo cual $(M/P \cdot e)$ es negativo y, por tanto, P_n se ve reducida en el caso de que coexista este momento M.

SECCIONES CON ARMADURAS PRETESAS

De este caso no se puede hablar para nada de sección neta de hormigón, trabajándose siempre sobre sección homogeneizada. Si P coexiste con una cierta solicitación exterior (N, M), al emplear el mismo proceso de cálculo de P_n utilizado en el apartado anterior, en el momento de superponer el estado igual y contrario a la solicitación exterior (N, M) se anulan los efectos de la misma, puesto que la sección es siempre idéntica. Por tanto, P_n, cuya excentricidad evidentemente coincide con la de la armadura de pretensado, no dependerá para nada de dicha solicitación.

Resulta especialmente cómodo proceder en sentido inverso en este caso.

La fuerza de neutralización P_n será aquella tal que, actuando sobre la sección homogeneizada, hace que $\sigma_{cy} = O$, para todo y, así como que el esfuerzo en la armadura de pretensado sea precisamente P_n.

Eliminar P_n como solicitación equivale a introducir una fuerza de compresión sobre la sección de valor P_n que se superpone al estado anterior. El esfuerzo final en la armadura de pretensado obtenido, P, será justamente aquel al que corresponde P_n como fuerza de neutralización.

El estado final será:

$$\sigma_{cy} = -\frac{P_n}{A} - \frac{P_n \cdot e' \cdot y}{I}$$

$$P = P_n + \triangle P = P_n + \left(-\frac{P_n}{A} - \frac{P_n \cdot e'^2}{I} \right) \cdot n \cdot A_p = P_n \left[1 - n \cdot A_p \left(\frac{1}{A} + \frac{e'^2}{I} \right) \right]$$

por lo cual:

$$P_n = \frac{P}{1 - n \cdot A_p \left(\frac{1}{A} + \frac{e'^2}{I} \right)}$$

Es evidente que este caso es equivalente al caso de armaduras postesas con solicitación *(N, M)* nula, por lo cual también es válida la expresión:

$$P_n = P \left[1 + n \cdot A_p \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c} \right) \right]$$

Es indiferente, por tanto, usar cualquiera de estas dos últimas expresiones, lo cual se puede también comprobar, por otro lado, pasando de los valores A, I y e' de sección homogeneizada a A_c, I_c y e de sección neta.

Inversamente, utilizando el proceso seguido para el caso de armaduras pretesas se puede tratar evidentemente el de postesas, con lo que se obtiene para el caso más general de solicitación *(N, M)* coexistente con *P:*

$$\sigma_{cy} = \frac{N - P_n}{A} - \frac{(P_n \cdot e' + M) \cdot y}{I}$$

$$P = P + \triangle P = P_n + \left[\frac{N - P_n}{A} - \frac{(P_n \cdot e' + M) \cdot e'}{I} \right] \cdot n \cdot A_p =$$

$$= P_n \left[1 - n \cdot A_p \left(\frac{1}{A} + \frac{e'^2}{I} \right) \right] + n \cdot A_p \cdot \left(\frac{N}{A} - \frac{M \cdot e'}{I} \right)$$

$$P_n = \frac{P - n \cdot A_p \left(\frac{N}{A} - \frac{M \cdot e'}{I} \right)}{1 - n \cdot A_p \left(\frac{1}{A} + \frac{e'^2}{I} \right)}$$

Esta última expresión es, por tanto, equivalente a la obtenida al principio:

$$P_n = P\left\{1 + n \cdot A_p \left[\frac{1}{A_c}\left(1 - \frac{N}{P}\right) + \frac{e^2}{I_c}\left(1 + \frac{M}{P \cdot e}\right)\right]\right\}$$

como también se puede comprobar pasando de los valores de sección homogeneizada a los de sección neta.

Es interesante observar que, como resulta evidente, en el caso de armaduras pretesas para el instante inicial la P_n es justamente la fuerza en bancada de tesado de la armadura activa, por lo cual es conocida de antemano. Sin embargo, esto no es cierto para un instante diferente, en el cual ya se han producido pérdidas.

CONCLUSIONES

Caso de armaduras postesas

A partir de datos de sección neta de hormigón:

$$P_n = P\left\{1 + n \cdot A_p \left[\frac{1}{A_c}\left(1 - \frac{N}{P}\right) + \frac{e^2}{I_c}\left(1 + \frac{M}{P \cdot e}\right)\right]\right\}$$

A partir de datos de sección homogeneizada:

$$P_n = \frac{P - n \cdot A_p \left(\frac{N}{A} - \frac{M \cdot e'}{I} \right)}{1 - n \cdot A_p \left(\frac{1}{A} + \frac{e'^2}{I} \right)}$$

donde *(N, M)* es la solicitación exterior existente en la sección inmediatamente antes de la inyección.

Caso de armaduras pretesas

A partir de datos de sección neta de hormigón:

$$P_n = P\left[1 + n \cdot A_p \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c} \right)\right]$$

A partir de datos de sección homogeneizada:

$$P_n = \frac{P}{1 - n \cdot A_p \left(\frac{1}{A} + \frac{e'^2}{I} \right)}$$

La marca que ha dado nombre a un acero.



* **POR EXPERIENCIA**
  Desde 1947 TETRACERO es líder constante del mercado del acero.
* **POR CALIDAD**
  TETRACERO siempre más allá de las normas oficiales de control y atención a la calidad.
* **POR BUEN SERVICIO**
  Con su extensa red de distribución TETRACERO satisface rápidamente sus necesidades en cualquier punto de España.

tetracero

La primera marca de acero corrugado para armar hormigón.

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

628-0-35

Las normas Une para armaduras de hormigón pretensado

F. JAVIER JIMENEZ ATIENZA
Ingeniero Industrial

INTRODUCCION

Como consecuencia de la inquietud que la carencia de una norma española para este tipo de armaduras producía tanto entre los utilizadores como entre los fabricantes de armaduras, en los años transcurridos entre la Asamblea de Sevilla y la actual, se han redactado tres normas que pretenden abarcar todos los casos de utilización normal de las armaduras para pretensado, excluyendo aquellas aplicaciones muy concretas que, como las tuberías hidráulicas, exigirían de condiciones muy especiales.

Las tres normas que nos ocupan son:

UNE 36095 - Alambres

UNE 36096 - Torzales, es decir, cordones de 2 y 3 alambres.

UNE 36098 - Cordones de 7 alambres

Su redacción ha sido posible gracias a una estrecha colaboración de todos los interesados en el tema:

La Administración (M.O.P. y de la Vivienda).

Laboratorios oficiales (CENIM, LABORATORIO CENTRAL, I.E.T.c.c.).

Utilizadores y proyectistas.

UNESID.

Fabricantes de armaduras.

Constantemente, y a lo largo de las discusiones, nos ha presidido la idea de realizar unas normas modernas, en la línea de las últimas recomendaciones de la FIP, que en lo posible también satisfagan a las normas internacionales, y a las normas de la ESIS, que agrupa a los fabricantes europeos de armaduras.

También constantemente dos peligros nos han acechado:

— De una parte, la dificultad en algunas características, de fijar los valores que realmente son necesarios para garantizar la calidad del material.

— Por otra parte, el peligro de hacer una norma que, siendo envolvente de todas las existentes, representará una real dificultad de fabricación, con el consiguiente encarecimiento y, en definitiva, un despilfarro para la economía nacional.

Sin embargo, y gracias al buen criterio de todos los participantes en la redacción, creemos que estas dificultades han sido salvadas, y las normas que contemplamos, pueden y deben representar un paso adelante para el pretensado en España.

Comentaremos a continuación las características de estas normas. Primero, las comunes, y después, norma por norma, las específicas.

1. CARACTERISTICAS COMUNES

1.° Valores característicos

Las normas UNE 36095 y 36096, es decir, las referentes a alambres y torzales, introducen el concepto de valor característico, que se define como aquel que tiene una probabilidad igual o mayor del 95 % de cumplir los mínimos establecidos. Suponiendo una distribución gausiana, el valor característico es igual al medio disminuido en 1,64 veces la dispersión. Es la misma tendencia definida por la FIP.

Las ventajas son evidentes:

— De una parte, para el utilizador, le garantiza contra los aceros con gran dispersión.

— Para el fabricante, y hablando en grandes números, le permite hasta un 5 % de valores por debajo del mínimo, siempre que su dispersión sea aceptable.

Para la norma de cordones, en que las unidades son siempre de gran peso, del orden de 2 t, se ha creído preferible, sin embargo, seguir conservando el criterio de que todos los valores sean superiores al mínimo.

2. NORMA UNE 36095: ALAMBRES

2.1. Resistencia

Al establecer la gama de resistencia se han tenido en cuenta las siguientes premisas:

2.1.1. La resistencia mínima no es constante para todos los diámetros, sino que se ha querido agotar las posibilidades de una buena técnica de trefilería. Así como antes para todos los diámetros era normal ofrecerlos en resistencias de 140, 160 y 180 kp/mm^2, ahora los alambres de 2,50, por ejemplo, se disponen en resistencias de 190 y 200 kp/mm^2, y los de 7 mm en resistencias de 160 y 170. La razón es doble:

a) En los diámetros finos, por ejemplo de 2,50, para obtener la resistencia de 200 kp/mm^2 se debe partir de alambrón laminado en caliente y después patentado de, aproximadamente, 5,50 mm ∅. Para obtener la misma resistencia en alambre de 7 sería preciso partir de alambrón de 16 mm. Este diámetro de alambrón ni se fabrica, ni sería manejable para su trefilado.

b) En segundo lugar, un alambre, cuanto más fino es, puede ser sometido a una mayor deformación por trefilado, de donde se obtiene una mayor resistencia, sin que aparezcan problemas de fragilidad, ni problemas de defectos debidos a la mayor cantidad de calor a disipar en la hilera, con los diámetros mayores.

Para cada diámetro, se ha limitado a dos la gama de resistencias disponibles. Puesto que las resistencias que se ofrecen son las máximas obtenibles con una técnica correcta de trefilería, de ampliar la gama sería hacia la zona de resistencias inferiores, lo que va contra el propio concepto del pretensado.

2.2. **Límite elástico**

Se ha adoptado como criterio el límite elástico con deformación permanente del 0,2 %. Se han establecido tres niveles para el límite elástico, íntimamente ligados con la relajación.

a) El 82 % de la carga de rotura para los alambres con relajación menor del 8.

b) El 85 % de la carga de rotura para los alambres con relajación menor del 5 y del 2.

Puesto que la relajación menor del 2 % se obtiene por procedimientos adicionales a los de trefilado puro, el límite elástico no se ve alterado por los mismos.

Con objeto de evitar los aceros con diagrama excesivamente agrio, se ha introducido un límite superior a la relación LE/R que se ha fijado en el 95 %. De manera que el límite elástico no sólo debe ser superior a un mínimo, sino que simultáneamente debe cumplir la relación $0{,}82 < LE/R < 0{,}95$ o bien $0{,}85 < LE/R < 0{,}95$.

2.3. **Alargamiento**

También en relación con la relajación, se han impuesto dos niveles de alargamiento: el 4 % para el grado R8, y el 5 % para la clase R5 y R2.

Debemos aclarar que estos alargamientos se miden sobre una base de 10 diámetros. Hasta hace unos años era normal especificar los alargamientos sin estricción, por lo que eran independientes de la base de medida, y exigir valores bajos, del orden de 1,8 ó 2 %.

Pero, ¿dónde termina el efecto de la estricción? Además, la estricción es también una medida de la ductilidad.

Por ello se ha preferido fijar una base de medida pequeña, de 10 ∅ e imponer tal valor al alargamiento que obligue simultáneamente a tener buen alargamiento repartido y buena estricción, lo que también tiende a eliminar los aceros agrios.

2.4. **Doblado alternativo** (flexiones)

Este ha sido uno de los ensayos más controvertidos.

Evidentemente existen defectos del alambre que pueden ser puestos de manifiesto por este ensayo; son los defectos que genéricamente se califican como de falta de ductilidad. Pero contra ellos ya se han adoptado precauciones al especificar un límite superior a la relación LE/R y un mínimo al alargamiento.

El ejemplo más característico de estos defectos es la presencia de grietas transversales, o de estructura martensítica en la periferia del alambre. Pero estos defectos hacen, simultáneamente, que el alambre rompa a la primera flexión y que tenga un mal alargamiento de rotura.

Por consiguiente, el imponer un número elevado de flexiones, no añade seguridad.

Es por esto por lo que las normas ASTM y las japonesas, no imponen el ensayo de flexiones. Las normas A.S.P. lo indican pero sin fijar un mínimo, que dejan a la libertad de los fabricantes, quienes en sus catálogos hacen figurar un número de 2 a 6. Unicamente la norma British Standard lo fija en tres flexiones.

Desde un punto de vista metalográfico, el elevado número de flexiones está ligado a una distancia interlaminar pequeña de la estructura sorbítica, o de perlita fina, resultante del patentado;

pero para conseguir esta distancia interlaminar pequeña debe conseguirse una gran velocidad de enfriamiento en la transformación isotérmica durante el patentado.

Desgraciadamente, y sobre todo en los diámetros de alambre de 5 y 7 mm, el diámetro de patentado es tal que difícilmente, y por razones exclusivas de transmisión del calor, se consiguen estas velocidades, por lo que el número de flexiones no podrá ser muy elevado, independientemente de los defectos superficiales que intenta poner de manifiesto el ensayo.

Todas estas razones han aconsejado mantener el ensayo, evidentemente, sobre diámetros de los mandriles, alrededor de éstos se hace la flexión de acuerdo con las recomendaciones FIP-RILEM, y fijar su número en 3 flexiones, recogiendo experiencia que aconseje en el futuro eliminar o mantener el ensayo.

2.5. **Relajación**

Se han definido tres niveles de relajación con carga inicial del 70 % de la resistencia garantizada a las 1.000 horas, con relajaciones garantizadas inferiores al 8, 5 y 2 %, respectivamente, dejando posteriormente a los reglamentos el autorizar el empleo de cada una de estas calidades.

La calidad R-8 se ha previsto únicamente para los diámetros inferiores o iguales a 4 mm, mientras que las calidades R5 y R2 se han previsto para todos.

Es de destacar la correspondencia entre los valores garantizados por la norma UNE y diversas normas:

Mientras que el ensayo no está previsto en las normas ASTM, las normas francesas de la ASP y las belgas lo incluyen, pero sin fijar mínimos que deben garantizar los fabricantes.

La norma British Standard es la que más se aproxima a la española. Efectivamente, prevé los grados de relajación R5 y R2, similares a los de la UNE. Pero prevé una tercera calidad, a la que no le exige el ensayo, similar a aquella para la que la norma española exige una relajación inferior al 8 %.

2.6. **Formas de suministro**

La norma prevé que los rollos de alambre se sirvan de dos dimensiones:

a) Los alambres del grado R8 se sirven en rollos de trefilado, con un diámetro nominal no inferior a 500 mm.

b) Los alambres del grado R5 y R2 se sirven enderezados y autodesenrollables, lo que obliga a que el diámetro del rollo sea como mínimo de 250 veces el diámetro del alambre.

3. **NORMA UNE 36096: TORZALES**

Lo primero que llama la atención es la palabra torzal. Término rigurosamente académico que significa unión de varias cosas trenzadas unas con otras. Se eligió para evitar denominaciones más largas como «cordón de 2 ó 3 alambres» y confusiones con los cordones de 7 alambres, para los que se reservó la denominación de cordones.

3.1. **Resistencia**

Se han establecido dos tipos de armaduras: la de 180 y la de 160 kp/mm^2.

Las resistencias no se han previsto tan altas como en los alambres, aunque esencialmente los alambres constituyentes son los mismos que en el caso de la norma UNE 36095, para prever las pérdidas de carga de rotura debidas a:

a) Pérdida de resistencia producida durante el cordoneado, como consecuencia de las flexiones y torsiones a que se somete al alambre y que se estiman en un 5 %.

b) Disminución de la carga aparente de rotura como consecuencia de la influencia del seno del ángulo de cordoneado, que para el valor medio del paso alcanza el valor de 0,987, es decir, unas pérdidas del 2,3 %. Para el valor mínimo del paso, la disminución aparente es del 3,2 %.

Para evitar discusiones, se garantiza la carga total, correspondiente a torzales con diámetro nominal y resistencia mínima.

3.2. **Límite elástico**

También, en correspondencia con los valores de la relajación, se han establecido dos valores para el límite elástico:

a) El 78 % de la carga de rotura para los torzales del grado R9.

b) El 85 % para los torzales de los grados R6 y R3.

Llama la atención que para los torzales de la clase R9 se fije el valor en el 78 %, cuando a los alambres similares se les exige el 82 %. La razón es que en estos torzales, el cordoneado introduce unas tensiones residuales que disminuyen el límite elástico.

Para los de la clase R6 y R3 esta cuestión no se plantea, ya que el tratamiento térmico las elimina.

3.3. **Alargamiento**

Dado el que cuando un torzal rompe, se destrenza y por consiguiente es imposible volver a juntar los trozos, para medir el alargamiento de rotura, ha sido preciso volver, para los torzales, al concepto de alargamiento repartido, y fijar, por tanto, el alargamiento total bajo carga máxima, es decir, inmediatamente antes de la rotura.

3.4. **Relajación**

Los valores de la relajación, a las 1.000 horas y para una carga igual al 70 % de la carga garantizada se han fijado en el 9, 6 y 3, para los grados abreviadamente denominados R9, R6 y R3.

Se observará que se ha aumentado en un 1 % los valores correspondientes a los alambres similares. Puesto que estos cordones, por su constitución geométrica, de dos a tres puntos de contacto con el cilindro proyectante, presentan dificultades especiales de amarre en las mordazas de la máquina de relajación, se ha querido prever en cierto modo posibles deslizamientos en los anclajes.

3.5. **Paso de cordoneado**

El paso de cordoneado se ha fijado entre 30 y 50 veces el diámetro del alambre, que realmente es pequeño, para favorecer el anclaje por adherencia, campo fundamental de empleo de este tipo de armaduras.

3.6. **Forma de suministro**

Queremos hacer especial mención de este punto, puesto que la determinación del diámetro del rollo o carrete fue uno de los puntos más discutidos durante la elaboración de la norma, siendo necesaria para la fijación la realización de ensayos de relajación.

En efecto, todos temíamos que la fijación de un diámetro inferior a 250 veces el diámetro del alambre, introdujera tensiones de flexión que sobrepasen el límite elástico y empeorasen el comportamiento frente a la relajación. Los ensayos que resumimos a continuación no confirman estos temores.

Torzal	Diámetro de arrollamiento — mm	D/d	C.R. — (1)	LE 0,2 kp/mm² — (1)	L.P. 0,01 kp/mm² — (1)	L.P./C.R % — (1)	Relajación a 1.000 horas — (2)
2 × 3,5	400	114	192	179	148	77	3,9
2 × 3,5	700	200	192	177	149	77,6	4,4
2 × 3,5	1.050	300	193	175	148	76,6	3,9

(1) Media de 6 ensayos.—(2) Ensayo único.

Las pequeñas diferencias en los valores de la relajación los atribuimos más bien a dispersiones propias del ensayo.

La explicación que encontramos es la siguiente:

Debido a la especial forma de hélice, los alambres presentan una curvatura de flexión cuyo radio (para el eje del alambre) es de ¡38 mm! Evidentemente, y aunque gran parte de los efectos producidos por esta curvatura quedan eliminados por el tratamiento térmico posterior, el que a esta curvatura se la sume otra de radios 200, 350 ó 525 mm, no hace cambiar grandemente las cosas.

4. LA NORMA UNE 36098-75

CORDONES DE ACERO PARA ARMADURAS DE HORMIGON PRETENSADO

Como hemos indicado anteriormente, se ha reservado la palabra cordón para designar al conjunto formado por 6 alambres del mismo diámetro, arrollados helicoidalmente alrededor de un alambre central.

4.1. Definiciones

Es de destacar, dentro del capítulo de definiciones, el interés que presta la norma a facilitar su aplicación, prescindiendo de engorrosas medidas para determinar, tanto la sección metálica como la masa unitaria. Ambas características, dada la heterogeneidad de la sección y la influencia que sobre ellas tienen las disposiciones constructivas, no son medibles de una manera inmediata, por lo que se han definido dos factores experimentales que multiplicados por el cuadrado del diámetro nominal dan los valores nominales.

El sistema es también aplicable para los valores efectivos con suficiente exactitud.

4.2. Especificaciones que deben cumplir los alambres

Como es lógico, no se imponen para los alambres ningún ensayo, puesto que lo que al utilizador le interesa es el producto final.

No obstante, se impone una especificación química, y sobre todo se dedica especial interés al capítulo de las soldaduras. Así como en los alambres no es necesaria la soldadura, más que para dar continuidad a la operación de trefilado, y puede ser eliminada fácilmente, en el cordoneado, para no tener unos desperdicios, es necesario fabricar longitudes homogéneas de alambre, para su posterior cordoneado. Por tanto, la soldadura es imprescindible.

Evidentemente nos referimos a la soldadura efectuada después del último patentado, puesto que las anteriores, quedan con estructura completamente correcta durante el mismo.

La norma permite la soldadura después del patentado, siempre que el fabricante garantice que en la zona de soldadura se cumple la carga mínima. Queda, por tanto, a la buena práctica del fabricante, el tomar las medidas oportunas. En nuestro caso, sólo se analizan, antes del trefilado, de manera que en ningún caso el descenso de carga de rotura del alambre sea superior al 10 %, que es absorbido por los 6 alambres restantes.

4.3. **Exigencias constructivas**

Como es lógico, la norma deja libertad a los fabricantes para fijar aquellos valores que su experiencia les aconseje, como es el dimensionamiento del alambre central. Unicamente, y de acuerdo con la experiencia general, impone que el paso del cordoneado debe estar comprendido entre 12 y 16 veces el diámetro nominal del cordón.

4.4. **Carga de rotura**

En general, se ha establecido para cada diámetro tres cargas de rotura:

a) Una carga de rotura correspondiente al diámetro nominal, y resistencia unitaria aproximada 180 kp/mm^2.

b) Carga de rotura correspondiente al diámetro nominal y resistencia unitaria aproximada de 190 kp/mm^2.

c) Carga correspondiente al diámetro nominal ligeramente sobredimensionado, y resistencia unitaria aproximada de 190 kp/mm^2.

El diámetro teórico correspondiente a los apartados a) y b) es el mismo, y el c) aparece claramente diferenciado como un diámetro superior.

Se ha preferido este sistema al de la norma ASTM, que fija los mismos diámetros y hace variar las tolerancias, para que el utilizador se dé cuenta claramente de que obtiene mayores cargas de rotura a costa de mayor peso por metro, hecho que no aparece claramente diferenciado en la norma ASTM. Un ejemplo lo aclarará:

	NORMA UNE		NORMA A.S.T.M.
∅	12,5 $^{+\ 0,4}_{-\ 0,2}$	GRADO 250	12,70 ± 0,4
Sección	93		93
Carga de rotura	16.700		16.330
∅	12,50 $^{+\ 0,4}_{-\ 0,2}$		—
Sección	93		—
Carga de rotura	17.700		—
∅	12,9 $^{+\ 0,4}_{-\ 0,2}$	GRADO 270	12,70 $^{+\ 0,66}_{-\ 0,15}$
Sección	100		99
Carga de rotura	18.730		18.730

4.5. **Límite elástico**

Los valores de la carga correspondiente al límite elástico, se han fijado en el 87,5 % de la carga de rotura.

Es de notar la aparente contradicción con los grados equivalentes de alambre R5 y R2, en que este valor ha sido fijado en el 85 %.

Pero es sólo aparente la contradicción, ya que la norma de cordones no impone un valor mínimo para la relación y la de alambres sí, y de manera que puede darse el caso de un cordón cuyo límite elástico sea superior al mínimo y, sin embargo, por ser elevada su carga de rotura, la relación sea inferior al 87,5 %, e incluso alcanzar el 85.

La razón para haberlo hecho así es estar en las mismas condiciones que la norma ASTM, que es la que ha marcado la pauta en el mundo, hasta el punto de ser una de las normas más universales que conocemos.

4.6. **Alargamiento**

Por las mismas razones que en los torzales se ha definido el alargamiento como total, antes de rotura, y su valor se ha fijado en el 3,5 %.

4.7. **Relajación**

Dada la muy específica utilización de este tipo de armaduras, solamente se han definido dos niveles de relajación, la normal y la baja, cuyos valores han sido establecidos en el 7 y en el 2,5 %, con carga inicial del 70 %.

Probablemente el valor del 7 % puede parecer exagerado; la única razón ha sido la de que, dadas las dificultades de anclaje de este tipo de armaduras para evitar todo deslizamiento durante el ensayo, y para evitar las controversias sobre los resultados, se ha preferido comenzar la aplicación de la norma con este valor, y que la experiencia nos permite rebajarlo.

También, como referencia, diremos que estos mismos son los niveles que establece la norma BS; que la ASTM no especifica el ensayo y, finalmente, que en la ESIS no se consiguió llegar a un acuerdo.

CONCLUSION

Hemos pretendido exponer las características que reúnen las normas para armadura de hormigón pretensado, junto con las razones que en cada caso han movido a la Comisión encargada de su redacción a adoptar unos valores determinados.

Sólo nos queda el desear que estas normas puedan ser un eficaz instrumento de trabajo, y que su aplicación nos proporcione experiencia suficiente para mejorarlas, si es preciso, no sólo como consecuencia de las necesidades de uso, sino también, como consecuencia del esfuerzo que en este sentido continuamos haciendo los fabricantes.

Método acelerado de ensayo de relajación

V. SANCHEZ GALVEZ y M. ELICES CALAFAT
Drs. Ingenieros de Caminos

M. A. ASTIZ SUAREZ
Ingeniero de Caminos

1. INTRODUCCION

La relajación de los aceros de pretensado es un tema que ha despertado gran interés en las últimas décadas, habiéndose propuesto varias fórmulas empíricas para explicar las pérdidas de tensión. En este trabajo se propone una nueva expresión deducida teóricamente a partir de los mecanismos básicos de la deformación plástica, que se revela válida para conocer las pérdidas de tensión por relajación y la influencia que tienen sobre el fenómeno la tensión inicial y la temperatura.

Uno de los hechos más interesantes de la fórmula es que depende únicamente de dos parámetros, que pueden determinarse a partir de ensayos sencillos y rápidos.

Esta es la base del método de ensayo acelerado que se propone para la determinación de las pérdidas de tensión a largo plazo, en un tiempo muy corto. Este ensayo, basado en un aumento de la temperatura, es en esencia similar al utilizado por otros autores con anterioridad. Sin embargo, las modificaciones introducidas, aumento de la velocidad de carga, reducción del tiempo de mantenimiento de la tensión inicial, registro continuo de la pérdida de tensión, lo convierten en un método totalmente nuevo y original.

Se presentan los resultados de un extenso plan de ensayos realizados en el Laboratorio Central de Ensayos de Materiales de Construcción que muestran la validez de la fórmula y por consiguiente del ensayo acelerado, por lo que se propone su utilización en sustitución de los costosos y largos ensayos de relajación actuales.

2. FORMULA TEORICA DE RELAJACION

Basándose en los mecanismos que producen deformaciones plásticas en cristales se ha deducido recientemente (Sánchez Gálvez. V. 1975) una expresión teórica, válida para explicar los fenómenos de deformación plástica de aceros de alta resistencia en la zona de deformaciones plásticas pequeñas ($\epsilon^P \lesssim 10^{-3}$), que algunos autores denominan preplástica (Kubin. L. P. 1974).

$$\epsilon^P - \epsilon_o^P = \left(\frac{\sigma_{ef}}{P}\right)^m - \left(\frac{\sigma_{ef_o}}{P}\right)^m \qquad [1]$$

donde ϵ^P y ϵ_o^P son la deformación plástica en todo instante y la deformación plástica inicial, respectivamente; P y m son parámetros a determinar empíricamente y σ_{ef} y σ_{efo} son el valor en

todo instante y el valor inicial de una magnitud que denominamos tensión efectiva y que viene dada por la expresión siguiente:

$$\sigma_{ef} = \sigma \div \frac{kTM}{V} \ln \nu t \qquad [2]$$

en donde σ es la tensión, T la temperatura absoluta, t el tiempo, k la constante de Boltzmann, M el coeficiente de paso de tensiones tangenciales medias a tensiones normales medias, V el volumen de activación y ν la frecuencia media de vibración de las dislocaciones.

La expresión [1] es válida para todo proceso de deformación plástica, sea tracción, fluencia o relajación, por lo que los parámetros P y m, únicos necesarios para caracterizar un acero, pueden determinarse mediante un ensayo rápido y sencillo y ser utilizados después para predecir el comportamiento del acero en muy distintas circunstancias.

En el caso de un ensayo de relajación isoterma, la deformación total, elástica más plástica, es constante. Por tanto:

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p = cte \qquad [3]$$

$$d\epsilon = d\epsilon^e + d\epsilon^p = O \qquad [4]$$

es decir,

$$d\epsilon^p = -d\epsilon^e = -\frac{d\sigma}{E} \qquad [5]$$

según la ley de Hooke. Integrando

$$\epsilon^p - \epsilon^p{}_o = \frac{\sigma_o - \sigma}{E} \qquad [6]$$

ecuación que combinada con [1] y [2] nos da

$$\frac{\sigma_o - \sigma}{E} = \left[\frac{\sigma}{P} + \frac{kTM}{VP} \ln \nu t \right]^m - \left[\frac{\sigma_o}{P} + \frac{kTM}{VP} \ln \nu t_o \right]^m \qquad [7]$$

Para un acero determinado, P y m son constantes, lo que indica que la expresión [7] es una ecuación implícita en las variables σ, σ_o, t, t_o y T; es decir, la relajación es función del tiempo, de la tensión inicial, de la temperatura y de la velocidad de tesado, en perfecto acuerdo con los resultados experimentales obtenidos por los numerosos investigadores del tema.

3. ESTUDIO EXPERIMENTAL

Con objeto de estudiar si la ecuación [7] da la variación correcta de la relajación con los distintos factores indicados, se programó en el Laboratorio Central de Ensayos de Materiales de Construcción un extenso plan de ensayos de relajación con distintos tipos de acero, distintas tensiones iniciales y distintas temperaturas.

En esta comunicación se presentan los resultados obtenidos con aceros del tipo denominado envejecido, de amplia utilización en la construcción pretensada. El estudio con aceros estabilizados y con aceros templados y revenidos se encuentra actualmente en curso.

En todo el estudio se han utilizado los siguientes valores de las constantes que aparecen en la fórmula [7]:

$$E = 20.000 \text{ kg/mm}^2$$
$$\nu = 10^{13} \text{ seg}^{-1}$$
$$M = 3$$
$$V = 28\ b^3, \text{ con } b = 2{,}5 \text{ Å}$$

que son valores medios de los utilizados por diferentes autores (Cottrell, 1952; Havé y Halleux, 1970; Taylor, 1938; Wray y Horne 1966).

Se han realizado ensayos de relajación con dos tipos distintos de aceros envejecidos, de diámetros 7 y 5 mm respectivamente. El acero ∅ 7 se ensayó a 20, 40 y 60°C de temperatura con tensiones iniciales del 60, 70 y 78 % de la carga unitaria máxima. A temperatura ambiente se ensayó también con tensión inicial del 80 %. Para una temperatura y una tensión inicial dadas se realizaron dos ensayos; obteniéndose el valor medio de los mismos; cuando los resultados diferían entre sí en más del 10 %, se realizaban dos ensayos más.

El acero ∅ 5 se ensayó a temperatura ambiente con tensiones iniciales del 70, 80 y 90 % de la carga unitaria máxima. Con objeto de contrastar la ecuación [7] a tiempos largos, los ensayos del 80 y 90 % se mantuvieron durante 3.000 h, manteniéndose el ensayo del 70 % por encima de las 30.000 h, lo que le convierte en el ensayo de relajación de mayor duración en España de que tenemos noticia.

Con los resultados de los ensayos obtenidos, se calcularon en primer lugar los parámetros P y m de cada uno de los aceros. Para ello se llevo en escala doblemente logarítmica $\epsilon^p = \sigma_o - \sigma/E$ frente a σ_{ef} para el ensayo del 60 % del acero ∅ 7 y para el ensayo del 70 % del acero ∅ 5, aproximándose los resultados en esta escala por sendas rectas, lo cual es equivalente a despreciar el término $(\sigma_{efo}/P)^m$ en estos ensayos. Con los valores de P y m así calculados se determinaron los términos $(\sigma_{efo}/P)^m$ para todos los ensayos y se dibujaron en la misma escala $\epsilon^p - \sigma_{ef}$, considerándose ahora $\epsilon^P = [(\sigma_o - \sigma/E + (\sigma_{efo}/P)^m]$. Los resultados obtenidos se representan en las figuras 1 y 2 para los aceros ∅ 7 y ∅ 5, respectivamente. Se observa que los resultados de los ensayos quedan bien alineados, como cabe esperar si la ecuación [7] es correcta, salvo quizá el ensayo de 90 % del acero ∅ 5. Estimamos, por tanto, que la validez de la ecuación [7] alcanza hasta tensiones iniciales del 80 % de la carga unitaria máxima. Los valores de los parámetros así calculados resultan $P =$ 298 kg/mm², $m = 33$ para el acero ∅ 7 y $P = 323$ kg/mm², $m = 31{,}9$ para el acero ∅ 5.

Una vez calculados los dos parámetros empíricos de la fórmula pueden ya dibujarse las curvas teóricas que resultan de la ecuación [7] y comparar con los resultados experimentales, para comprobar si la fórmula da la variación correcta de la relajación con los factores tensión inicial, temperatura y tiempo.

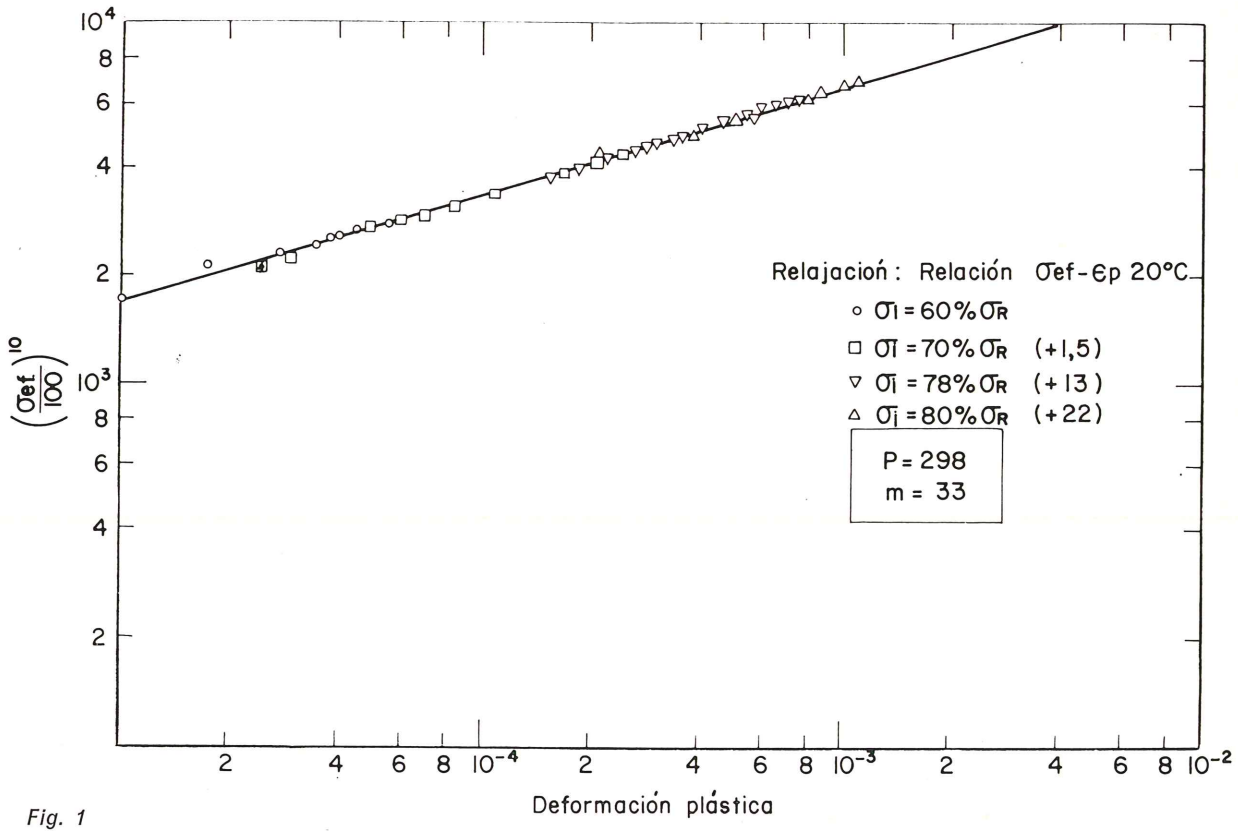


Fig. 1

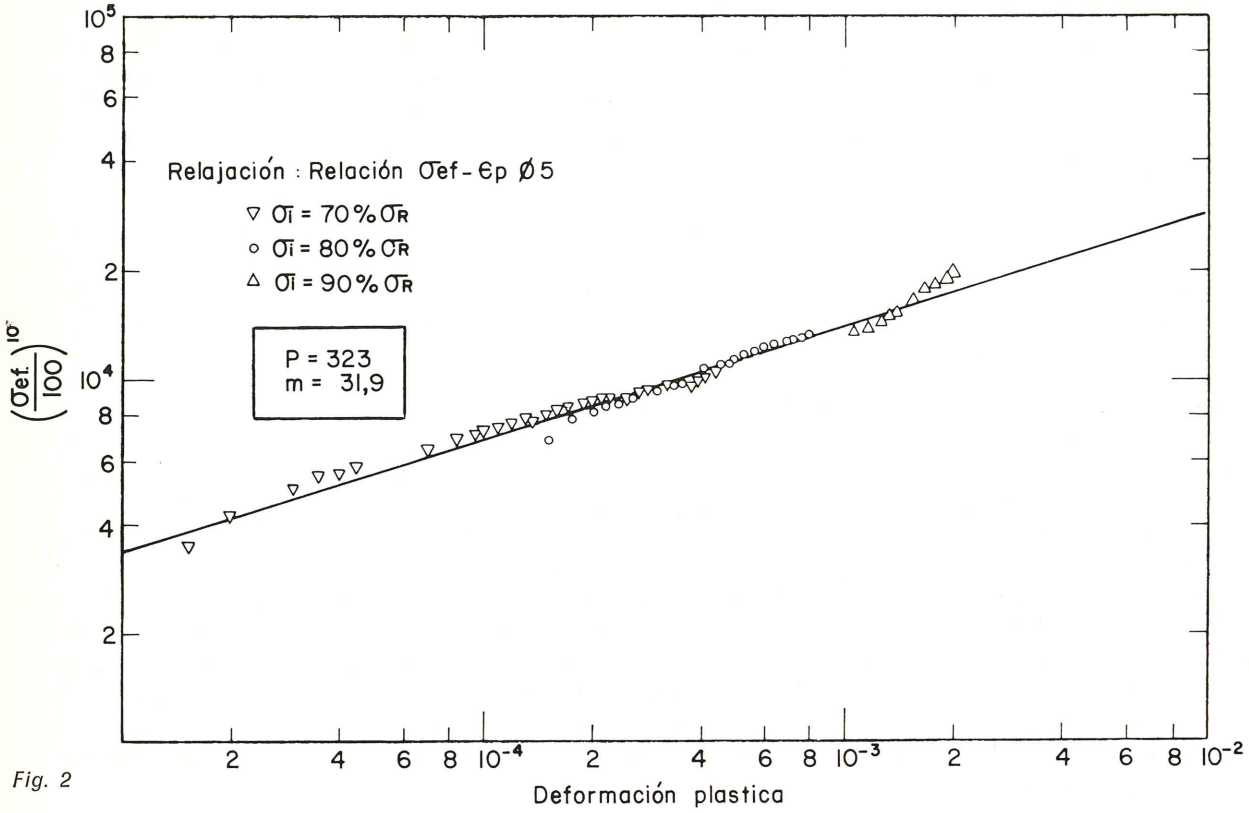


Fig. 2

En las figuras 3 y 4 se han representado las curvas teóricas, pérdida de tensión-tensión inicial para temperatura ambiente y distintos tiempos para los aceros ∅ 7 y ∅ 5, respectivamente, pudiéndose observar una excelente aproximación con los resultados experimentales. A efectos

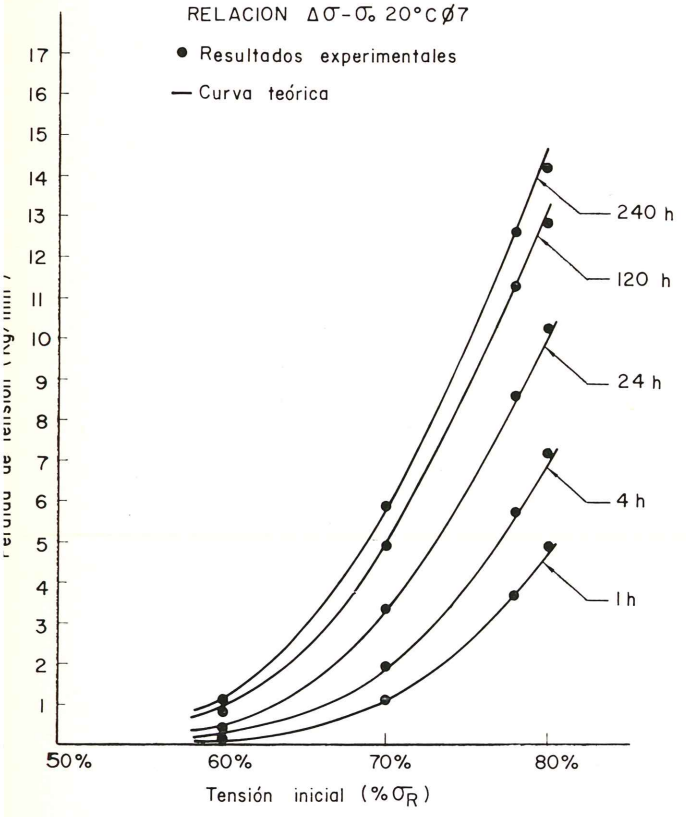


Fig. 3

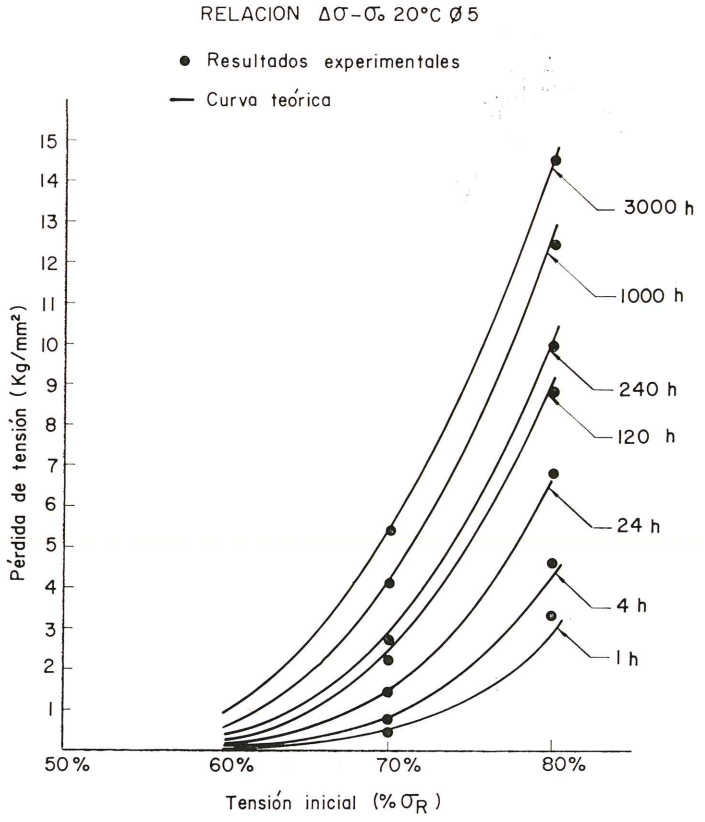


Fig. 4

comparativos, en la figura 5 se reproducen los resultados de los ensayos del C.U.R. (C.U.R. 1971) comprobándose una gran similitud con nuestras curvas teóricas.

Por tanto, la ecuación [7] puede utilizarse para determinar con suficiente aproximación las pérdidas de tensión por relajación para una tensión inicial dada, si se conocen dichas pérdidas para otra tensión inicial. A este respecto recordaremos que la Instrucción Española para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado permite el cálculo de la relajación a tiempo infinito a partir de un pequeño número de ensayos, adoptando una ley parabólica $\Delta\sigma - \sigma_o$ que se anule para $\sigma_o = 50$ % de σ_R y tenga tangente horizontal en ese punto. A la vista de las figuras 3, 4 y 5, comprobaremos que este tipo de aproximación puede ser suficiente para tiempos pequeños, pero resulta cada vez más inexacta para tiempos grandes, dejando del lado de la inseguridad en la zona de tensiones iniciales bajas.

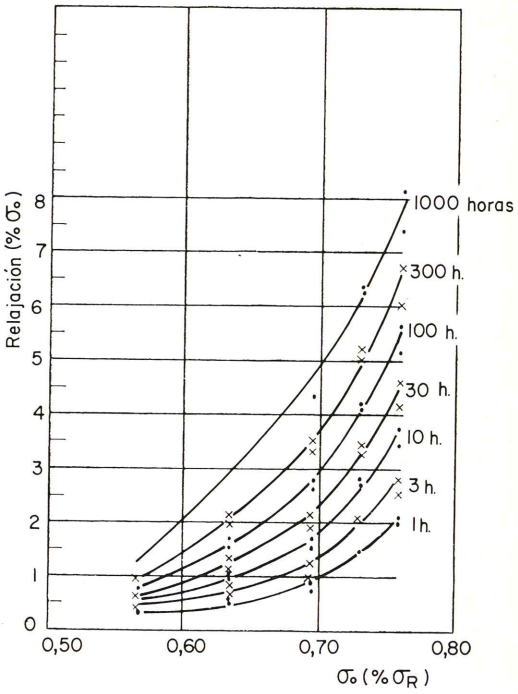


Fig. 5

En las figuras 6 y 7 se han dibujado las curvas teóricas pérdida de tensión - temperatura para el acero ∅ 7 y diferentes tiempos para tensiones iniciales de 70 y 78 % de la carga unitaria máxima. De nuevo puede observarse una buena concordancia con los resultados experimentales, por lo que podemos afirmar que la ecuación [7] proporciona correctamente la influencia de la temperatura en la relajación. Se observa también que las curvas teóricas $\Delta\sigma - T$ van perdien-

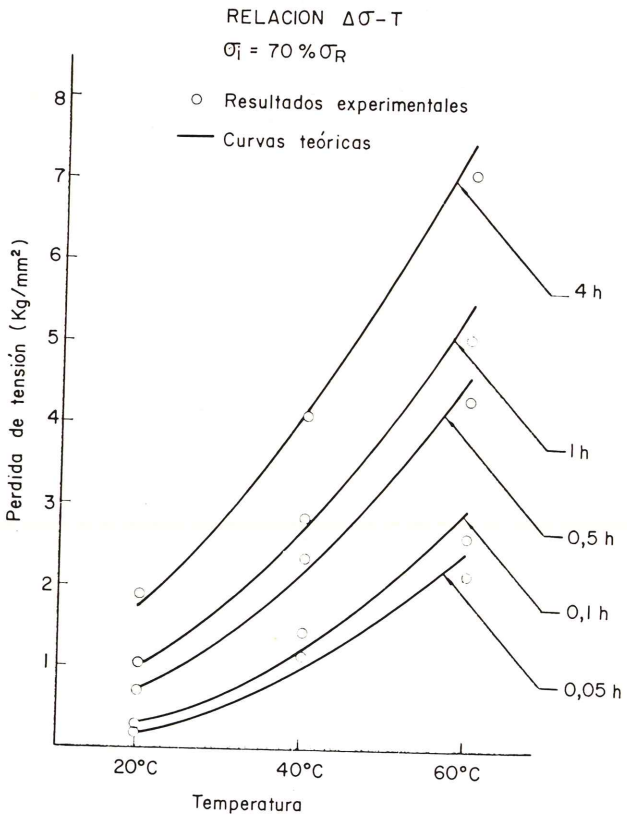


Fig. 6

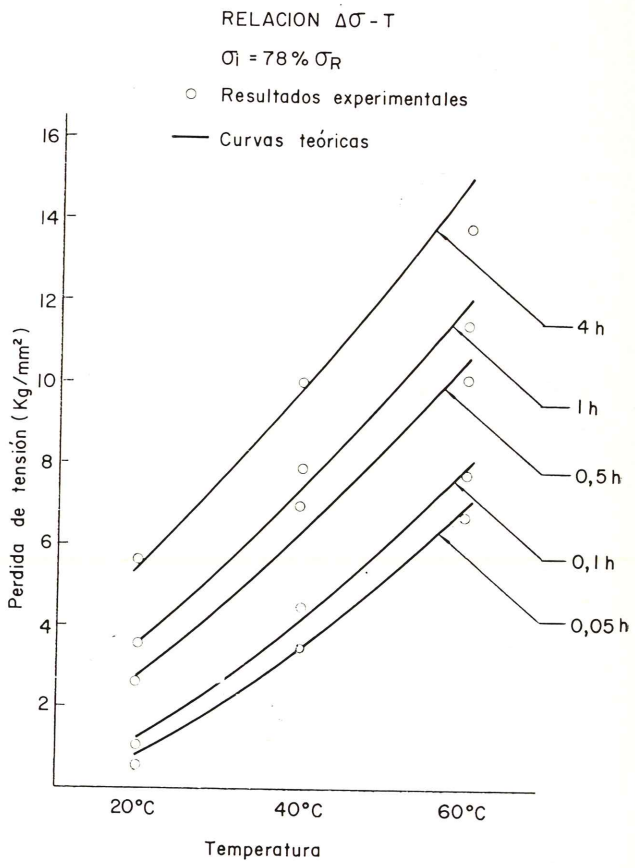


Fig. 7

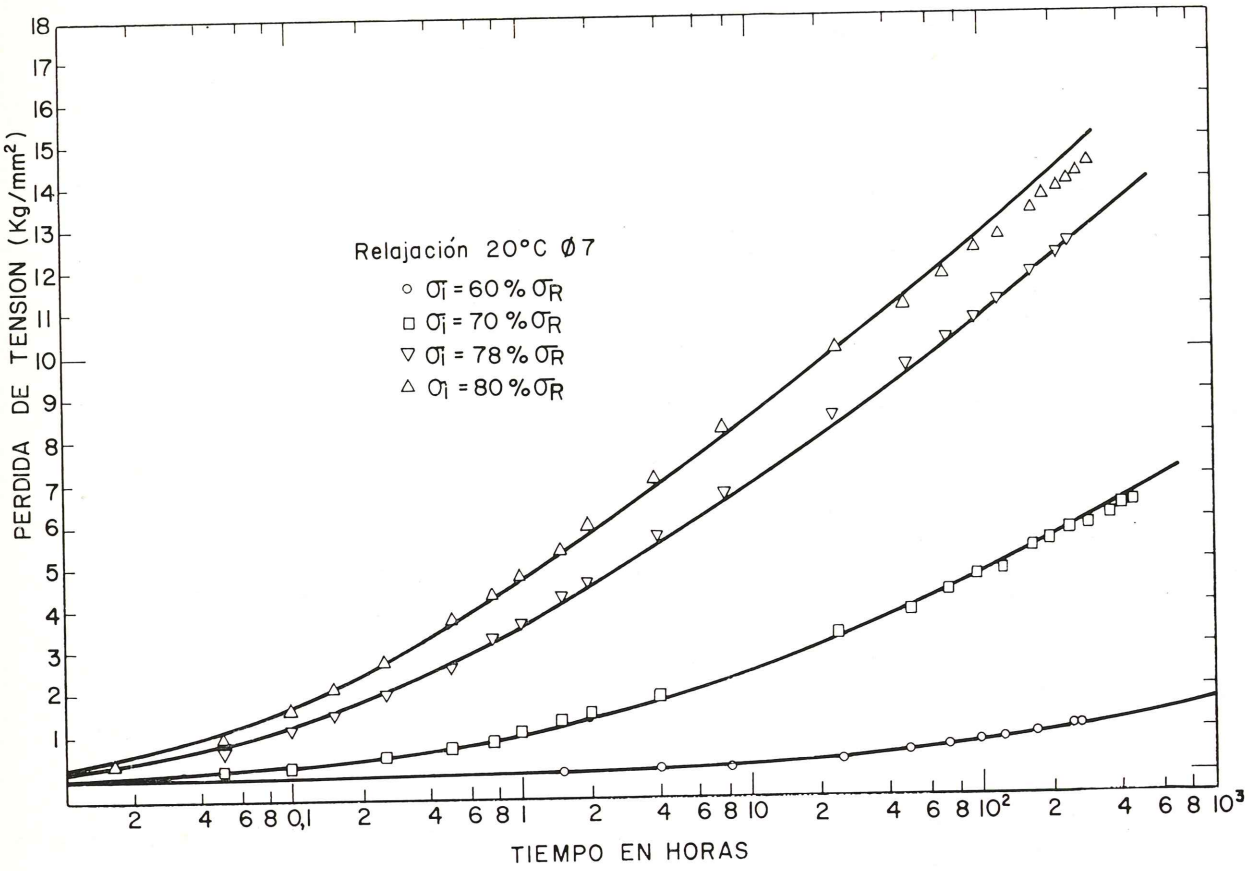


Fig. 8

do curvatura al aumentar el tiempo, por lo que la aproximación por una recta para tiempos grandes (más de cinco años) propuesta por Mihailov (Mihailov, K. V., 1968) queda justificada, teóricamente.

En las figuras 8 y 9 se han dibujado las curvas teóricas pérdida de tensión-tiempo para temperatura ambiente y distintas tensiones iniciales para los aceros ∅ 7 y ∅ 5, respectivamente. Una

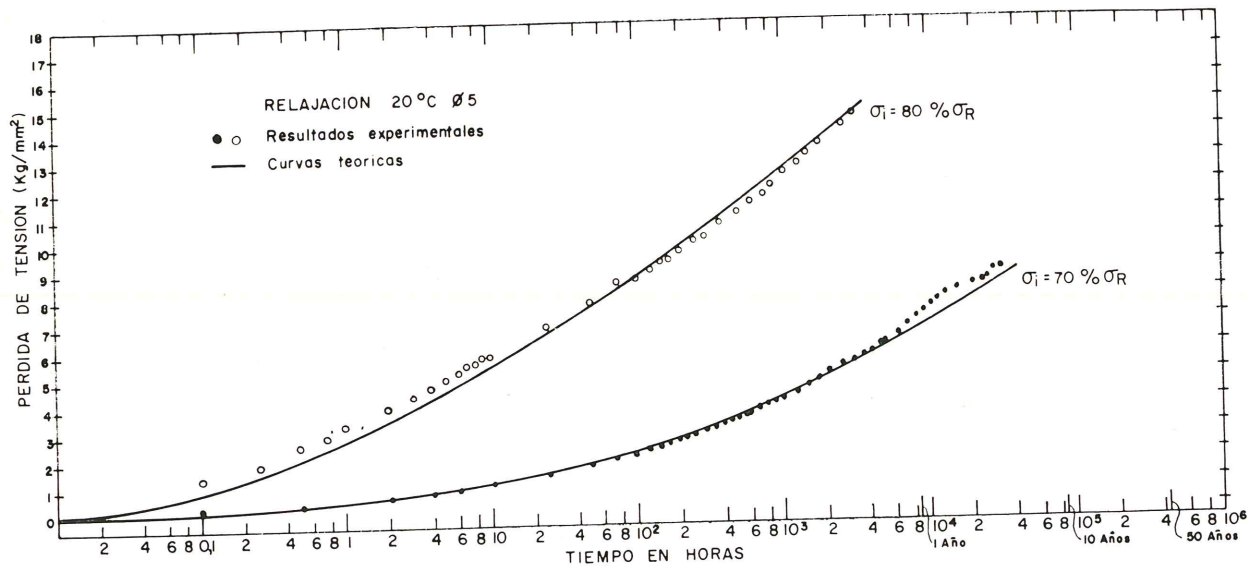


Fig. 9

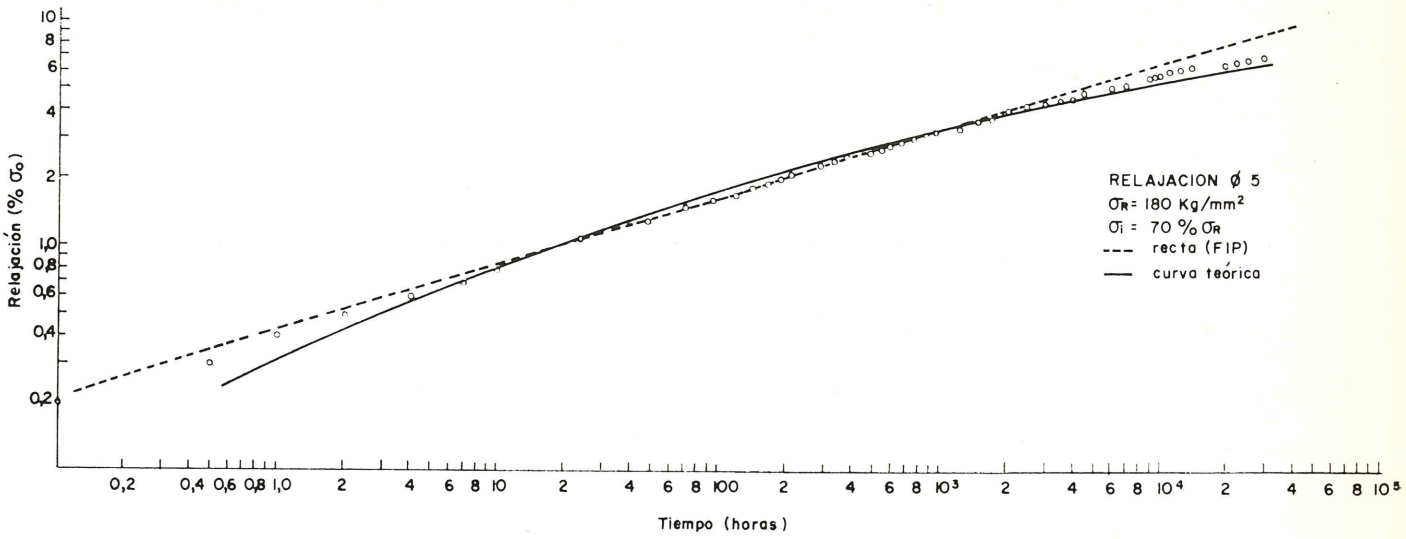


Fig. 10

vez más se observa una excelente concordancia con los resultados experimentales, que confirman la validez de la expresión [7] para dar la variación de la relajación con el tiempo, incluso hasta tiempos superiores a tres años. Recordemos de nuevo que todas las curvas han sido dibujadas usando sólo dos parámetros empíricos para cada acero.

En consecuencia, la fórmula [7] puede usarse para extrapolar a largo plazo con suficiente aproximación los resultados de ensayos de relajación de corta duración. Por otro lado, el método de extrapolación que propone la Instrucción Española para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado es el ajuste lineal en escala bilogarítmica de los resultados experimentales obtenidos entre 100 y 1.000 h. Por ello, hemos representado en la figura 10, en escala bilogarítmica, los resultados experimentales del ensayo de 30.000 h junto con la curva teórica de la ecuación [7] y el ajuste lineal según el método propuesto por la Instrucción. Según puede verse, ambas curvas aproximan bien los resultados del ensayo, pero para tiempos muy largos la recta sobreestima las pérdidas de acuerdo con lo observado por otros autores (Brachet, Jacques, Atallah, 1973), mientras la curva propuesta se mantiene bien ajustada.

4. METODO DE ENSAYO ACELERADO

Como aplicación práctica inmediata de la validez de la ecuación [7] resulta la posibilidad de realizar ensayos acelerados, es decir, llevar a cabo un ensayo en unas determinadas condiciones que proporcionen, en un tiempo corto, la misma relajación que se obtendría en un ensayo que siga la norma UNE 7288 en 120, 1.000 ó 3.000 h. De los dos factores que aceleran la relajación, tensión inicial y temperatura, lo lógico es variar la temperatura por cuanto tiene una influencia mayor y su aplicación es más sencilla.

En efecto, de la ecuación [7] resulta que si en el ensayo acelerado mantenemos los mismos valores de $T \ln \nu t_o$ y σ_o que en el ensayo a temperatura ambiente, obtendremos los mismos valores de σ (y por tanto de la relajación) para los tiempos que cumplan.

$$T_1 \ln \nu t_1 = T_2 \ln \nu t_2 \qquad [8]$$

Así, por ejemplo, si $T_1 = 293°\ K$ (20° C), $t_1 = 1.000$ h y $T_2 = 333°\ K$ (60° C) resulta $t_2 = 4{,}5$ h. Es decir, con un ensayo de 4,5 h a 60° C obtenemos la misma relajación que se tendría a las 1.000 h en un ensayo a temperatura ambiente.

Este método ha sido aplicado con anterioridad por distintos autores (Tanaka, 1971; Stolte, 1970) que habían observado empíricamente la igualdad del parámetro $T\ (C + \log t)$, llamado parámetro de Larson-Miller. Ahora, esta igualdad resulta de una forma natural como consecuencia de la

validez de la ecuación [7]. Sin embargo, según hemos indicado, la utilización del parámetro de Larson-Miller impone ahora otra condición: la igualdad del término t ln t_o en el ensayo acelerado y en el ensayo normalizado. El cumplimiento de esta condición exige que las condiciones del ensayo de relajación a temperatura ambiente, se modifiquen en la siguiente forma:

— La velocidad de carga, que a 20°C es de 20 kg/mm² por mit, deberá aumentarse a 40°C a 3,3 kg/mm² por seg y a 60°C a 25 kg/mm² por seg, aproximadamente.

— El tiempo de mantenimiento de la carga inicial, que a 20°C es de 2 mit, se reduce a 13 seg a 40°C y a 1,85 seg a 60°C.

En consecuencia, los ensayos de relajación realizados a temperaturas altas (40 y 60°C) se modificaron con relación a los ensayos a temperatura ambiente para cumplir dichas condiciones. De esta forma ha resultado un procedimiento de ensayo totalmente original.

Dado que los tiempos de carga y de mantenimiento de la misma son muy cortos, el método exige un procedimiento automático de puesta en carga y mantenimiento de ésta durante el tiempo deseado. Por otra parte, como las pérdidas de tensión que tienen lugar en los primeros instantes son muy importantes, se requiere un registro continuo de la tensión desde el primer instante de puesta en carga.

Todos estos requisitos los hemos cumplido en los ensayos realizados a temperaturas altas y en la figura 11 hemos representado los resultados obtenidos con el acero ∅ 7 para todas las tensiones iniciales y todas las temperaturas ensayadas, llevando pérdida de tensión frente a $T \log \nu t$. Como cabía esperar, todos los resultados se funden en tres únicas curvas, dependiendo sólo de la tensión inicial, pero no de la temperatura, lo que confirma la validez del método de ensayo acelerado.

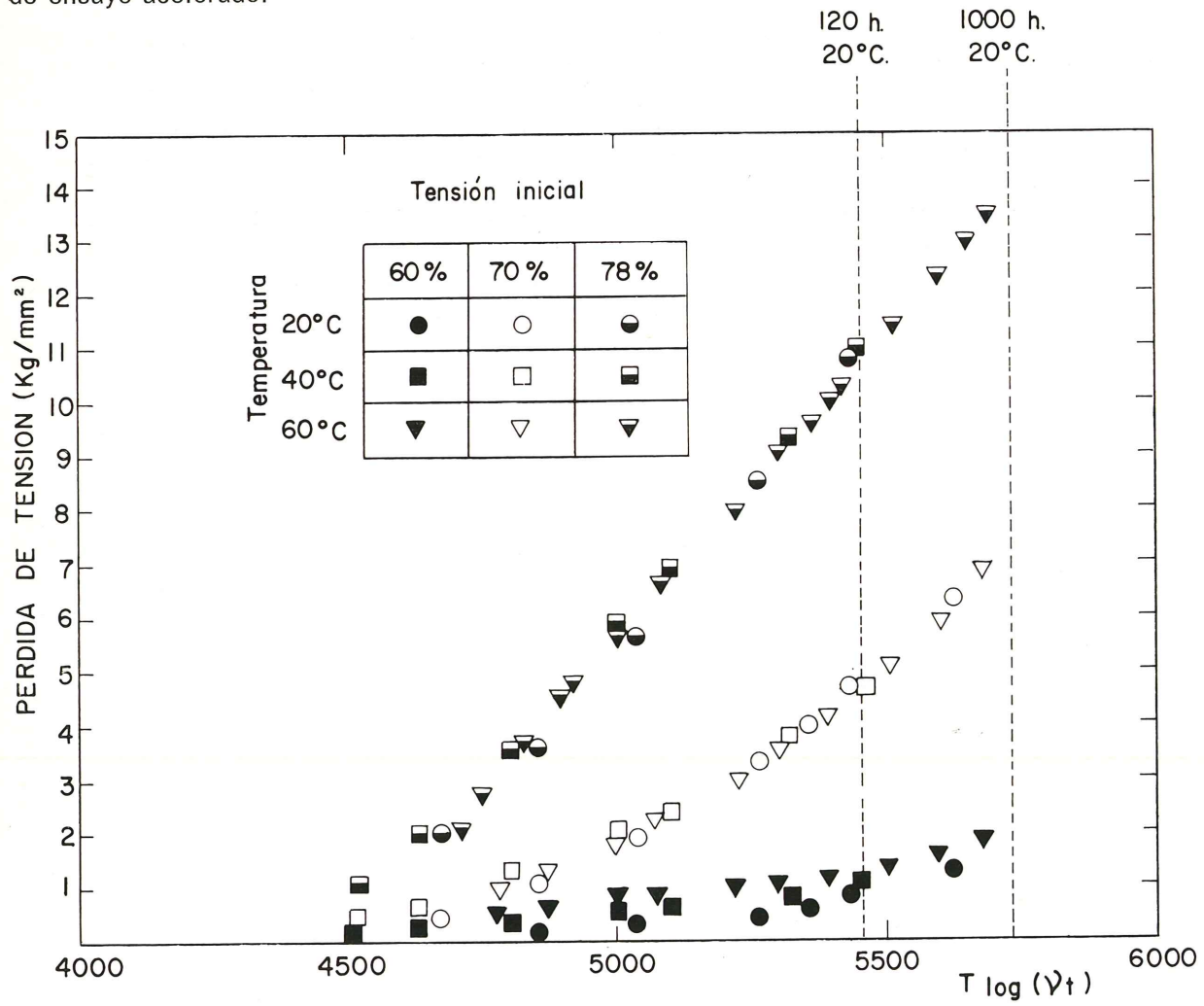


Fig. 11

Los ensayos acelerados los hemos limitado hasta 60° C, aunque temperaturas superiores permitirían reducir aún más el tiempo de ensayo, por dos razones:

— En primer lugar, a temperaturas superiores, aparecen nuevos mecanismos de deformación que hacen inválida la teoría que nos condujo a la ecuación [7] lo cual está de acuerdo con los resultados de Erdely (Erdely, Czegledi y Szombatfalvy, 1974), que indica que el parámetro de Larson-Miller deja de ser válido para temperaturas superiores a 60° C con acero envejecido.

— En segundo lugar, la condición de constancia del término $T \ln \nu t_o$ obliga a unos tiempos de carga y de mantenimiento de la tensión inicial tan pequeños, que resulta prácticamente imposible poderlos satisfacer con los medios de que se dispone en la actualidad.

5. CONCLUSIONES

Por primera vez se ha encontrado teóricamente, a partir de los mecanismos básicos de la deformación plástica, una expresión para explicar el fenómeno de la relajación de los aceros de pretensado. El extenso plan de ensayos realizados confirma la validez de la fórmula con aceros envejecidos y proporciona la influencia correcta que tienen sobre el fenómeno la tensión inicial, al menos hasta tensiones iniciales superiores al 80 % de la carga unitaria máxima y la temperatura hasta 60° C. La fórmula da también la variación observada de la relajación con el tiempo hasta períodos cercanos a cuatro años que es la mayor duración alcanzada por uno de nuestros ensayos.

El mayor atractivo de la fórmula es la presencia de sólo dos parámetros empíricos que permiten, una vez determinados por un ensayo rápido y sencillo, utilizar la fórmula para predecir el comportamiento del acero en muy distintas circunstancias. De ello resulta la posibilidad de ejecutar ensayos acelerados cuyo método se describe, presentándose los resultados de los ensayos que confirman la validez del mismo.

Finalmente indicaremos que el ensayo acelerado de relajación debe generalizarse para suministrar en poco tiempo y con suficiente aproximación los datos que se necesitan para el control de la relajación de obras pretensadas sin necesidad de recurrir a los dilatados y costosos ensayos actuales a temperatura ambiente, que podrían quedar como ensayos de comprobación «a posteriori» y en aquellos casos en que se requiera una gran precisión en los datos.

REFERENCIAS

— Brachet, Jacques et Atallah, *Methodes de mesure et d'estimation de la valeur a long terme de la relaxation des armatures de précontrainte.* «Bull. Liaison Lab. P. et Ch. 66» (jul. ag. 1973).

— Cottrell, A. H., *Dislocations and Plastic Flow in Crystals.* Oxford University Press (1952).

— C.U.R. 1971, *A mathematical analysis of results of relaxation test on drawn heat-treated prestressing wires.* Report 46 (1971).

— Erdély, Czeglédi & Szombatfalvy, *Effect of Steam Curing Temperature on the Extrapolability of Tendon Relaxation.* FIP Congress New York (1974).

— Havé, Halleux, *Influence de la température sur le fluage et la relaxation des fils de précontrainte.* «Béton Précontraint», n.° 266 (1970).

— Kubin, L. P., *Description de la préplasticité par la theórie des phenomenes thermiquement activés.* Phil. Mag. Vol. 30. 705 (1974).

— Mihailov, K. V., *Stress Relaxation of High-Tensile Steel.* Symposium FIP, Madrid 1968. General Report.

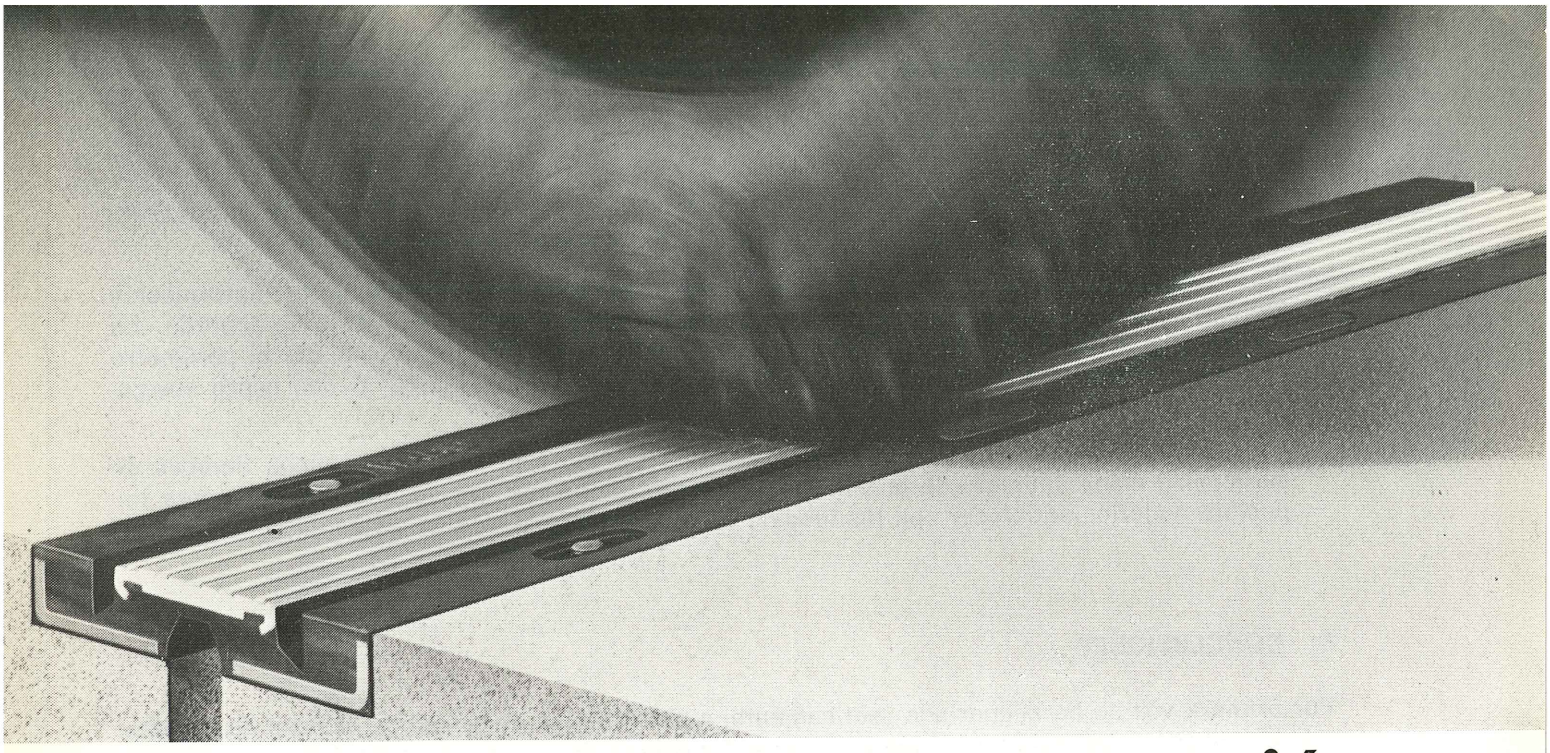
— Sánchez Gálvez, V., *Relajación de aceros de alta resistencia.* Tesis defendida en la Escuela de Ingenieros de Caminos de la Universidad Politécnica de Madrid (1975).

— Stolte, E., *Einfluss von Belastung und Temperatur auf die Relaxation eines verguteten Spannstahles.* FIP Bericht KRUPP Huttenwerke A. G. Rheinhausen; Prague 1970.

— Tanaka, T., *Extrapolation of long term relaxation losses.* Shinko Wire Company Ltd. Internal Report (1971).

— Taylor, G. I., J. Inst. Met. Vol. 62, p. 307 (1938).

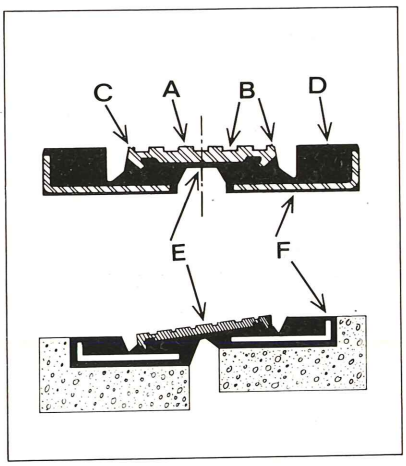
— Wray, P. J. & Horne, G. T., *The Stress Relaxation of Zone refined Iron at 77° K.* Phil. Mag. Vol. 13, p. 899 (1966).



Un nuevo sistema de expansión se expande por España: las Juntas Watson-Bowman SR

Son impermeables, flexibles y blindadas.
Se instalan fácilmente.
Están protegidas con Neoprene DuPont contra sales marinas, aceites, sol, calor, agua, abrasivos y corrosión. Duran muchísimo más, porque su parte central, que soporta la máxima abrasión, es una superficie de aluminio resistente.
Y por su diseño son lo más avanzado en los sistemas de expansión de caucho para puentes, rampas, pasos superiores y viaductos.

ALGUNOS DETALLES TECNICOS:
A) Listones de aluminio que evitan deslizamientos.
B) Superficie de contacto estructurada contra pérdidas de secciones por la acción de máquinas quita-nieves o materiales abrasivos.
C) Bandas centrales de aluminio, más resistentes.
D) Protección de Neoprene.
E) Diseño que permite movimientos en tres planos, adaptándose a oscilaciones multidireccionales.
F) Una capa selladora de epoxi, sobre la que se instala toda la junta, y que da el impermeabilizado final.



Las Juntas Watson-Bowman SR, producidas en España, bajo estrictos controles de calidad, por Puenteflex, introducen importantísimas soluciones a los problemas de la expansión moderna.
Y se abrirán camino rápidamente.
Un folleto técnico con más detalles está a su disposición.

PUENTEFLEX, S.A.

Avd. Generalísimo, 67 - Telf.: 270 48 85 - Madrid-16

Fabricada en España bajo licencia Watson-Bowman.

WORLD WIDE LEADER
watson bowman associates inc
1220 NIAGARA ST., BUFFALO, N.Y. 14213 - TEL. 716-873-6300

Investigación en curso sobre tuberías pretensadas

M. OLIVER ALEMANY,
Dr. Ingeniero Industrial
por el Grupo de Fabricantes
de Tubos de Presión de ANDECE

Señores asambleístas:

El Grupo de fabricantes de tubos de presión de la Asociación Nacional de Derivados del Cemento (ANDECE), en su afán de ofrecer un producto cada vez mejor y de colaborar lealmente con la Administración, constituyó con el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento y otros relevantes Organismos una Comisión para redactar una normativa que pudiera complementar el «Pliego de prescripciones técnicas generales para tuberías de abastecimiento de agua».

Ante la necesidad de contrastar experimentalmente ciertas teorías en discusión y de profundizar en diversas cuestiones no suficientemente estudiadas, con fecha 13 de diciembre de 1974 se creó un Grupo de Investigación dependiente de la citada Comisión, auspiciado por la Asociación de Investigación del Sindicato de la Construcción (A.S.I.C.) en el que colaboran los siguientes organismos y empresas:

— Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.
— Laboratorio de Física de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
— Laboratorio de Hidráulica de la mencionada Escuela.
— Laboratorio Central de Ensayos de Materiales de Construcción.
— Canal de Isabel II.
— Sociedad General de Aguas de Barcelona.
— Asociación Técnica Española del Pretensado.
— Echevarría, S. A.
— Nueva Montaña Quijano, S. A.
— Elaborados Metálicos, S. A.
— Ingeniería y Realizaciones Técnicas, S. A.

amén del grupo promotor constituido por

— Construciones y Contratas, S. A.

— Dragados y Construcciones, S. A.

— Entrecanales y Távora, S. A.

— Materiales y Tubos Bonna, S. A.

— Matubo, S. A.

— S.A.E. Tubo Fábrega.

— Tuberías y Prefabricados, S. A.

Como sea que las conducciones de hormigón pretensado han presentado algún problema una vez puestas en servicio, la investigación en curso sobre tales tuberías se ha centrado en cuatro aspectos que consideramos básicos y que son estudiados por cuatro grupos de trabajo distintos, respectivamente, si bien en permanente contacto dada su interdependencia.

— En METODOS DE CALCULO pretendemos llenar una laguna de la Normativa Española relativa a las tuberías de hormigón pretensado que si bien ofrece ciertos criterios e impone determinadas condiciones para su dimensionamiento, fabricación y control, no establece un procedimiento de cálculo.

— En ACERO PARA TUBERIAS PRETENSADAS se pretende prevenir las roturas frágiles y espontáneas que pueden dejar fuera de servicio largos tramos de conducción con el consiguiente perjuicio económico. El acero que se utiliza en las tuberías pretensados presenta el grave peligro de la corrosión bajo tensión, agravado respecto de las estructuras pretensadas normales por las altas tensiones iniciales de tesado y por la mayor facilidad para el ataque químico.

El problema de la corrosión bajo tensión puede estar relacionado con la ductilidad del acero, propiedad esta que se estima a partir de los resultados de distintos ensayos: alargamiento, estricción, doblados alternativos, sensibilidad a las entallas, etc. Es interesante por tanto poder relacionar la ductibilidad con la resistencia a la corrosión bajo tensión, de tal forma que un acero pueda caracterizarse mediante los parámetros obtenidos de ensayos sencillos sin tener que recurrir a los ensayos de corrosión bajo tensión que por lo largos resultan muy costosos y poco prácticos.

Con el fin de encontrar la posible correlación entre la ductilidad y la resistencia a la corrosión bajo tensión, se han planteado una serie de ensayos que determinan dichas características en aceros que han sufrido distintos tratamientos térmicos.

Desde el punto de vista teórico, el problema de la corrosión bajo tensión parece puede estar relacionado con la ductilidad como se dijo antes, con la presencia de defectos superficiales y con la existencia de tensiones residuales. Por todo ello parece plausible pensar que el tratamiento de envejecimiento que reduce las tensiones residuales y aumenta la ductilidad deberá mejorar la resistencia a la corrosión bajo tensión del acero. Sin embargo, es un hecho conocido que las propiedades mecánicas empeoran cuando el tratamiento tiene una larga duración. En consecuencia, se piensa que podrá llegarse a una situación de compromiso realizándose un tratamiento de envejecimiento que mejore sustancialmente la resistencia a la corrosión bajo tensión sin empeorar de forma apreciable las propiedades mecánicas.

Los ensayos se realizan sobre

— Acero trefilado, sin ningún tratamiento posterior.

— Acero envejecido, con duraciones del tratamiento variables entre unos segundos y unos minutos, y

— Acero sobreenvejecido (entre 350° y 400° C durante 30 segundos).

En PERMEABILIDAD AL AGUA se intenta conseguir un revestimiento que ofrezca la mayor impermeabilidad posible compatible con las características intrínsecas de la masa de hormigón y las condiciones funcionales que han de cumplir los tubos.

El objeto del trabajo experimental es el de determinar la permeabilidad del hormigón en función de su dosificación, granulometría, colocación, vibración, curado, etc.

Se usa un permeabilímetro inspirado en un modelo francés que puede utilizarse con facilidad indistintamente en tubos y probetas.

Al disminuir la filtración de agua en la masa del hormigón, que generalmente influye de modo negativo en la durabilidad del mismo, preservamos al alambre de pretensar de las aguas agresivas y protegemos por consiguiente al tubo.

En PROTECCION A BASE DE PINTURAS Y RESINAS se estudia la eficacia de la protección de los tubos con el fin de evitar o al menos reducir los efectos destructivos de los agentes agresivos que atacan a los alambres, produciendo su corrosión. Se contemplan tres aspectos:

— Protección exterior del tubo, aplicado sobre la superficie exterior del tubo acabado.

— Protección de la zona intermedia del tubo, aplicada sobre la armadura pretensada desnuda y previamente al revestimiento de hormigón, y

— Protección del acero, aplicada antes de su puesta en tensión.

Como materiales de revestimiento se utilizan resinas epoxi y resinas de poliuretano y se realizan:

— Ensayos de durabilidad química,

— Ensayos mecánicos destructivos: de arrancamiento, de desgaste por abrasión y de impacto.

Para ensayar la durabilidad química se han elegido dos medios agresivos (que se consideran los mas extendidos y característicos de la geografía española): solución saturada de yeso en agua (2g/1 litro) y agua de mar artificial (según las normas A.S.T.M.). Se trabaja simultáneamente sobre tubos y sobre probetas.

En cuanto al comportamiento del alambre protegido directamente, se ensayará a la corrosión sometiéndola a un 80 % de su tensión de rotura ante tres medios agresivos:

— polarización catódica,

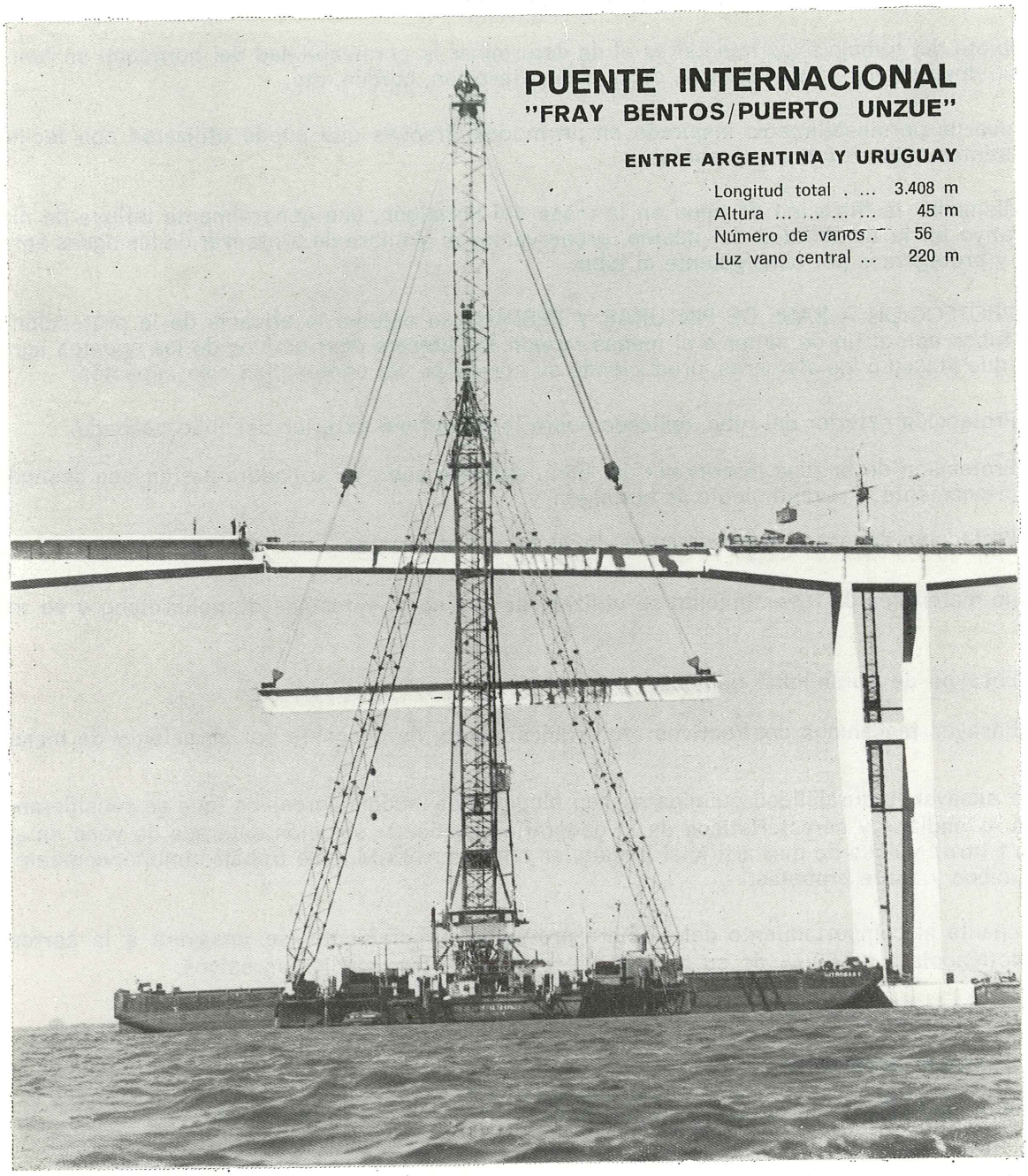
— tiocianato amónico, y

— agua de mar.

En resumen: se trata de establecer una pauta de cálculo para el dimensionamiento de las tuberías pretensadas y de fijar las características del alambre más adecuado a las peculiaridades del tubo, especialmente resistente a la corrosión bajo tensión. Como complemento se pretende proteger el alambre aumentando la impermeabilidad del revestimiento de hormigón y aplicando resinas epoxi o poliuretanos.

La investigación, ambiciosa como se ve, sigue su curso y a pesar de las dificultades que han ido surgiendo y que indudablemente surgirán en su desarrollo, somos prudentemente optimistas.

Esperamos y deseamos poder presentarles nuestras conclusiones a través de HORMIGON Y ACERO, conclusiones que quisiéramos representaran una aportación útil, aunque modesta, a la técnica del pretensado que a todos nos interesa. Muchas gracias por su atención.



PUENTE INTERNACIONAL
"FRAY BENTOS/PUERTO UNZUE"

ENTRE ARGENTINA Y URUGUAY

Longitud total	3.408 m
Altura	45 m
Número de vanos .	56
Luz vano central ...	220 m

ENTRECANALES Y TAVORA, SA

CONSTRUYE EN CONSORCIO

Recomendaciones para la recepción y utilización de los sistemas de tesado, anclajes y empalmes

R. CUVILLO
Dr. Ingeniero de Caminos

Se trata de presentar, en el breve tiempo de que disponemos, el nuevo Manual que está redactando la Asociación, que hace el número 4 de la serie y cuyo título es:

> *Recomendaciones para la recepción y utilización de los sistemas de tesado, anclajes y empalmes.*

En la VII Asamblea, celebrada en Sevilla en noviembre de 1972, se presentaron los ya por todos conocidos Manuales de Tesado e Inyección, Manuales que fueron publicados en 1973.

Como también es conocido, para la elaboración de estos Manuales se convoca inicialmente a los miembros de la ATEP que se estima puedan estar interesados en el tema a tratar. Entre los participantes se designa un Grupo de Trabajo, reducido, que se encarga de redactar un borrador inicial. Además, se constituye una Comisión más amplia de la que forman parte cuantos lo desean, a la que se somete la versión inicial realizada por el Grupo de Trabajo y que aprueba su contenido tras las modificaciones necesarias.

El Grupo de Trabajo, encargado de la redacción de este Manual inició sus trabajos en marzo de 1974. Actuó de Presidente del Grupo, F. Cassinello a quien hoy sustituyo aquí por la triste razón de todos conocida.

En dicho Grupo han estado representados todos los suministradores de los sistemas de Pretensado y han colaborado proyectistas e investigadores del Laboratorio Central y del Instituto Eduardo Torroja, actuando de Secretario don Rafael Piñeiro.

La importancia y dificultad del tema ha dado lugar a numerosas sesiones de trabajo, a veces de gran duración.

Opino que todos han sido conscientes de esta importancia y de la dificultad consiguiente, ya que se trataba, por primera vez, de establecer unas recomendaciones básicas para una futura homologación de los sistemas, homologación que parece cada día más necesaria.

Con estas aclaraciones pasamos a comentar las presentes Recomendaciones.

El Indice General ha quedado establecido de la siguiente forma:

El capítulo primero está dedicado a «Definiciones», incluyéndose las necesarias para la comprensión del Manual y haciendo referencia a los Manuales de tesado e inyección para aquellas otras específicas y que pueden resultar útiles para aclarar conceptos a los usuarios de esta técnica.

El capítulo segundo se denomina «Consideraciones previas» y se refiere al campo de aplicación de las Recomendaciones y a los elementos de que consta un sistema de pretensado.

En el capítulo tercero se trata de los «Materiales» básicos utilizados en la construcción de los elementos del sistema así como de los ensayos de dichos materiales.

El capítulo cuarto se dedica a los «Requisitos exigibles a los sistemas de pretensado», capítulo de la mayor importancia dividido en un apartado de «Generalidades» y en otros cinco apartados referidos a los «Anclajes», «Empalmes», «Armaduras», «Cabezas de anclaje» y «Zonas de anclaje».

El capítulo quinto se dedica al «Informe técnico que debe facilitar el suministrador del sistema de pretensado» donde se relacionan los datos que, en relación con el sistema de que se trate, son precisos conocer para poder llevar a cabo correctamente tanto el proyecto como la ejecución de la estructura.

En el capítulo sexto se incluyen las recomendaciones sobre «Utilización de los sistemas», incluyendo el suministro, colocación, almacenamiento, hormigonado, tesado, penetración de cuñas, protección contra la corrosión y precauciones para garantizar la seguridad durante la ejecución del pretensado.

El capítulo séptimo se dedica a los «Ensayos». Estos ensayos tienen por objeto determinar si los sistemas cumplen los requisitos generales indicados en el capítulo cuarto.

El Manual se completa con dos Anejos dedicados a las «Unidades de pretensado suministradas de fábrica, listas para su utilización» y a «Materiales de protección de tendones no adherentes».

Con el capítulo primero dedicado a «Definicionnes» se intenta ir completando la terminología de los Manuales dedicados a tesado e inyección.

Por su importancia se repiten aquí acepciones ya incluidas en los Manuales citados, tales como las de anclajes, armaduras activas y pasivas, cabezas de anclaje, conductos, conos hembra y macho, deslizamiento de armaduras activas, destesar, dispositivo de empalme, gato de tesado, penetración de cuña, placa de reparto, procedimiento de pretensado, retesar, sistema de pretensado, tendón, tensiones, tipo de anclaje, vainas y zona de anclaje.

Entre las nuevas definiciones merecen destacar las siguientes:

— *Coeficiente de eficacia.* Relación entre la carga unitaria máxima del conjunto tensión-anclaje y la carga unitaria máxima del tendón.

— *Dispositivo de empalme.* A la definición dada en el Manual H.P.2 se añade la clasificación siguiente:

  Empalmes fijos o de anclaje y móviles o de tendón, con su definición correspondiente.

— *Revestimiento.* Material empleado para proteger o lubricar la armadura de pretensado.

— *Envoltura.* Forro del tendón, generalmente en contacto con la armadura o con el revestimiento.

El capítulo segundo se denomina «Consideraciones previas» y consta de dos apartados.

En el primer apartado se define el campo de aplicación de las Recomendaciones y dice así:

> *Las presentes Recomendaciones son aplicables a los sistemas de pretensado destinados a introducir en las estructuras o elementos estructurales de hormigón, con carácter permanente y de modo eficaz, la fuerza de pretensado, mediante el empleo de tendones anclados en el hormigón.*

Se recuerda que los tendones pueden estar constituidos por alambres, torzales, cordones, cables o barras; que los anclajes pueden ser por adherencia o mediante dispositivos mecánicos

y que se incluyen los empalmes y las unidades de pretensado suministradas de fábrica listas para su utilización.

En el apartado siguiente se trata de los elementos que componen los sistemas de pretensado, describiendo los más importantes y que, prácticamente, los definen. Este apartado se basa fundamentalmente en el correspondiente al Manual H.P. 2 y se dedica a anclajes, tanto activos como pasivos y empalmes. Se ha añadido aquí un apartado dedicado a los empalmes especiales y en el que se dice lo siguiente:

> *Independientemente de los dispositivos de empalme o empalmes que se utilizan para dar continuidad a los tendones, se presenta, en casos especiales, el problema de dar continuidad a tendones o partes de tendones en los que no estaba previsto inicialmente dicha continuidad.*

Se añade que pueden ser de dos tipos: empalmes de continuidad sin posibilidad de tesado y los que permiten tensión por aplicación de un gato.

El capítulo tercero se dedica a «Materiales» entendiendo por tales los materiales básicos utilizados en la fabricación de los elementos del sistema que, en general, son: aceros, hormigones y morteros. Consta este capítulo de siete apartados.

En el primer apartado de «Generalidades», además de indicarse que se permite el empleo de otros materiales distintos a los indicados siempre que se demuestre y garantice que son capaces de cumplir los requisitos acordes con el empleo del elemento que se trate, se indica lo siguiente:

> *El suministrador del sistema deberá disponer de las características exigibles a los materiales básicos por él empleados, así como las dimensiones y tolerancias admisibles en las piezas terminadas.*
>
> *La comprobación de todos estos datos la realizará el citado suministrador, mediante los oportunos ensayos de control de producción, de acuerdo con lo que a continuación se establece.*

Los ensayos aquí citados se refieren únicamente a los Materiales y son independientes de los que se especifican más adelante en el Capítulo sexto y que son los dedicados a la recepción de los sistemas de pretensado.

Se establecen a continuación los ensayos mínimos de control clasificados en: materiales básicos y piezas ya fabricadas.

Los apartados 2 a 6 se dedican a definir estos ensayos que, son los siguientes:

— Ensayos de tracción y dureza de los aceros.
— Ensayos de compresión en morteros.

Se indican los ensayos normales correspondientes a estos materiales.

— Ensayos de dureza de las piezas ya fabricadas.
— Comprobación de las tolerancias dimensionales establecidas para las piezas de acero ya fabricadas.
— Otros ensayos.

Se indica que el suministrador del sistema podrá realizar cualquier otro ensayo que convenga al deseable control de la calidad de sus productos.

En el último apartado de este capítulo se incluyen las «Obligaciones del suministrador del sistema de pretensado» en cuanto a sus productos y en lo que se refiere a dimensiones que permitan la identificación y comprobación de la unidad empleada.

Se establece diferencia según que el sistema esté o no homologado y sobre la posible supresión de los citados ensayos cuando la industria que los fabrica posea un control de calidad establecido y homologado.

El capítulo cuarto, de gran importancia a nuestro parecer, se ha titulado «Requisitos exigibles a los sistemas de pretensado» y se compone de seis apartados.

En el primer apartado se comenta el comportamiento de los elementos pretensados y la importancia fundamental que tiene la precisión en la introducción de la fuerza de pretensado, la permanente eficacia de esta fuerza y la correcta posición de su punto de aplicación en cada una de las secciones transversales de la estructura.

El sistema de pretensado debe cumplir una serie de condiciones que deben ser conocidas, tanto por el suministrador como por el usuario.

Después de analizar la posible variación de la fuerza de pretensado en el anclaje durante la vida de la estructura, se pasa a los requisitos que deben cumplir los distintos elementos del sistema.

El apartado segundo trata de los anclajes especificándose lo siguiente:

1.º *Tanto el anclaje de las armaduras de pretensado como el equipo de tesado deben proyectarse de tal forma, que permitan introducir la fuerza de pretensado requerida con un error no superior al* $\pm$ *5 %.*

2.º *Cuando sea necesario tesar los tendones por etapas, así como retesar y reducir la tensión inicialmente introducida en la armadura, deberán utilizarse anclajes que permitan realizar con precisión estas operaciones.*

3.º *La relación entre la fuerza máxima que el conjunto tendón-anclaje es capaz de soportar y la carga unitaria máxima real en tracción del propio tendón, será al menos igual a 0,92 en el caso de tendones adherentes y a 0,98 en el caso de tendones no adherentes.*

4.º *El conjunto tendón-anclaje será capaz de resistir dos millones de ciclos de cargas de valor comprendido entre el 0,60 y el 0,65 de la carga unitaria máxima de tracción resistida por la armadura de pretensado.*

El punto 3.º se refiere, como hemos visto, al denominado «coeficiente de eficacia» y el 4.º al caso de tendones no adherentes o al de tendones adherentes cuyos anclajes están situados en zonas en las que las cargas externas originan variaciones de tensión importantes; por tanto, el conjunto tendón-anclaje debe ser capaz de resistir ciclos de variaciones repetidas de cargas.

Esta resistencia a los ciclos de carga es un índice de la calidad y durabilidad del anclaje.

A continuación se incluye, como caso particular de los anclajes por cuñas, la condición de no deslizamiento, una vez finalizada la penetración de las cuñas.

Se termina este apartado recordando al fabricante del anclaje que debe tener en cuenta una serie de recomendaciones al proyectar dicho anclaje y que se refieren en resumen a los siguientes puntos:

— Posibilidad de intercambiar los elementos del anclaje.
— Conservación de la eficacia del enclaje dentro de las tolerancias dimensionales admitidas.
— Facilidad de sujeción al molde o encofrado.
— Empalme fuerte, seguro y sencillo del anclaje a las vainas.
— Recomendación sobre disposición de conductos de entrada de inyección en el mismo anclaje.

El apartado tercero se dedica a Empalmes y dice:

Los dispositivos de empalme, sean normales o especiales, deberán cumplir los mismos requisitos que los anclajes.

En el apartado cuarto, dedicado a «Armaduras», se recuerda la obligación de satisfacer las prescripciones de la normativa vigente y se añaden unos requisitos específicos:

1.º *Con el fin de evitar las roturas de tipo frágil cuando se alcance el estado límite último de la estructura, la deformación total de la armadura activa antes de alcanzar la rotura del tendón anclado, no debe ser inferior al 1,8 %.*

2.º *Si el anclaje de los tendones requiere un tratamiento mecánico especial del acero de pretensado, que pueda influir en sus características mecánicas (por ejemplo, terrajado de roscas, remachado de cabezas, formación de lazos u ondulaciones, etc.) deberá comprobarse si el acero que va a utilizarse es capaz de sufrir dicho tratamiento, sin perjuicio para su posterior comportamiento.*

3.º *Toda armadura suministrada formando parte de la cabeza de anclaje deberá ir sujeta a él de forma que permanezca en su correcta posición respecto a dicha cabeza, cuando ésta haya sido fijada al molde o encofrado.*

El apartado quinto trata de los requisitos que deben cumplir las cabezas de anclaje. Conviene recordar la definición de cabeza de anclaje:

Conjunto formado por el anclaje y sus elementos accesorios incluidos los necesarios para asegurar la eficacia del anclaje y la integridad local del hormigón tras el mismo. Dichas cabezas son características de cada sistema.

Como requisitos generales que deben cumplir dichas cabezas se especifican los siguientes:

1.º *La fuerza que puede transmitirse, sin que se produzca la rotura del hormigón, deberá ser al menos igual a la carga unitaria máxima de tracción del conjunto tendón-anclaje.*

2.º *La cabeza del anclaje debe proyectarse de forma que la posible aparición de pequeñas fisuras, no perturbe la eficacia permanente del anclaje.*

3.º *El mínimo recubrimiento del hormigón del anclaje así como la distancia mínima entre anclajes deberá determinarse de tal modo que la armadura pueda colocarse fácilmente y que la compactación del hormigón pueda realizarse de forma adecuada.*

A estos requisitos de aplicación general se añade el caso particular de aquellas cabezas de anclaje cuya transmisión de carga se efectúa por medio de placas de reparto o en el caso de anclajes exteriores aplicados directamente al hormigón, todo ello cuando no se dispone de una experimentación suficiente.

Se limita en este caso la tensión de comprensión en el hormigón calculada a partir de la fuerza máxima inicial de pretensado. La fórmula propuesta de valores intermedios entre los aceptados por diversos reglamentos, tanto nacionales como extranjeros, y concuerdan con los normalmente utilizados.

Para la utilización de dicha fórmula se imponen las siguientes condiciones:

1.º *Alrededor de la superficie de apoyo se dispone una banda de hormigón no sometida a cargas, cuya anchura es al menos igual a 1/4 de la menor dimensión de dicha superficie de contacto.*

2.º *Se dispone una armadura pasiva local, suficiente para resistir las tensiones principales de tracción originadas en el hormigón.*

Más adelante se especifica la cuantía de dicha armadura pasiva local que debe colocarse en las proximidades de la superficie de la pieza para evitar fisuras superficiales y desprendimientos de lajas de hormigón.

En el caso de anclajes embebidos en el hormigón, las tensiones de compresión máximas admisibles podrán incrementarse hasta un cierto límite, si se demuestra que una parte de la fuerza de pretensado se transmite por las superficies laterales del anclaje y siempre que se asegure la integridad del hormigón que rodea dicho anclaje.

En cualquier caso se admiten sobretensiones temporales estimadas en un 25 % por encima de las normalmente admisibles.

Las armaduras que se dispongan en las cabezas de anclajes deberán ser corrugadas y calculadas a una tensión no superior a 2.000 kg/cm^2.

El apartado sexto y último de este capítulo se dedica a las «Zonas de anclaje». A diferencia de las cabezas de ancleje, cuyo proyecto y dimensionamiento (incluidas las armaduras pasivas si son necesarias) corresponde al suministrador del sistema, creemos que el proyecto de las zonas de anclaje debe ser realizado por el proyectista de la estructura; para ello deberá disponer de los datos básicos aportados por dicho suministrador.

La inclusión de este apartado en las presentes Recomendaciones se funda en la importancia del corecto dimensionamiento de dichas zonas y en la estrecha relación del mismo con el sistema que se vaya a utilizar.

Debemos recordar la definición adoptada para zonas de anclaje:

> *Zona de la pieza en la cual se sitúan las cabezas de anclaje y que resulta afectada por los fenómenos locales originados por éstas.*

El apartado comienza recordando que en estas zonas no pueden aplicarse para el cálculo de tensiones las hipótesis ordinarias de la Resistencia de Materiales, así como la posibilidad de que en dichas zonas puedan combinarse los esfuerzos debidos a las fuerzas de pretensado y las reacciones de los apoyos y esfuerzo cortante. En la imposibilidad de poder tener en cuenta todos los posibles casos de combinación de esfuerzos, se considera el caso de que actúe aisladamente el efecto de pretensado, en cuyo caso se admite que a partir de una cierta distancia «h» de la cara extrema donde se aplican las fuerzas de pretensado, la distribución de tensiones es uniforme. Esta distancia «h» puede suponerse igual a la mayor dimensión de la sección transversal de la pieza.

Se añade más adelante, un procedimiento para calcular la armadura transversal pasiva, caso de no realizar estudios más profundos o se hayan realizado experiencias o ensayos suficientes. Este cálculo está tomado de las Recomendaciones CEB-FIP del año 70 y es de sencilla aplicación y da de forma aproximada la fuerza transversal de tracción en cada sección de corte horizontal posible. Se recomienda que para el cálculo de la armadura pasiva correspondiente se limite la tensión de cálculo a valores relativamente bajos y no superiores a 2.000 kg/cm^2. Se fija también, para esta zona una cuantía mínima del 3 ‰.

El capítulo quinto lleva por título:

> *Informe técnico que debe facilitar el suministrador del sistema de pretensado.*

Se ha tratado en este capítulo de recoger, de forma ordenada y sistemática, los datos precisos que deben tenerse en cuenta para poder llevar a cabo correctamente, tanto el proyecto como la ejecución de la estructura.

El siguiente capítulo, o sea el sexto, se titula «Utilización» y se divide en diez apartados.

La sola enumeración nos da idea del contenido de este extenso capítulo.

- Generalidades
- Condiciones de suministro
- Almacenamiento
- Transporte y manejo en obra
- Colocación
- Hormigonado
- Tesado
- Protección contra la corrosión
- Penetración de cuñas
- Precauciones que deben adoptarse para garantizar la seguridad durante la ejecución del pretensado.

En estos diez apartados se han tratado de reunir las condiciones respecto a utilización de los sistemas de pretensado que abarca desde el suministro de los elementos del sistema hasta el tesado, dejando tres apartados para los importantes temas de penetración de cuñas, protección contra la corrosión y precauciones durante la ejecución de pretensado.

Ante la imposibilidad de detallar cada uno de ellos vamos a referirnos a aquellos puntos que creemos de mayor interés.

Así, por ejemplo, en el apartado primero se dice:

> *Los anclajes que se utilicen deben de ser de alguno de los tipos homologados. En tanto no existan anclajes homologados podrán utilizarse aquellos que se encuentren suficientemente sancionados por la práctica, después de la experiencia adquirida mediante la realización de un número considerable de obras.*
>
> *El apartado quinto, «Colocación», comienza diciendo: «... todos los elementos que constituyen el sistema de pretensado se colocarán siguiendo estrictamente las indicaciones a tal efecto facilitadas por el suministrador, el cual, en caso necesario, les hará constar en el Informe Técnico que debe entregar al usuario.»*

En particular, dentro de este apartado, se tratan los siguientes puntos:

— Fijación de los anclajes
— Fijación de las vainas
— Boquillas de inyección
— Armaduras

En este apartado se insiste en que los distintos elementos queden debidamente en posición y que ésta no se altere luego durante el hormigonado, que los conductos permanezcan estancos y en que pueda realizarse el tesado y la inyección en forma correcta.

El apartado sexto se refiere al «Hormigonado» de las piezas y se divide en tres subapartados:

— Comporbaciones previas.
— Precauciones que deben tomarse durante el hormigonado.
— Comprobaciones posteriores al hormigonado.

Las prescripciones establecidas en este apartado tienden, como en el apartado anterior, a asegurar el trazado de los tendones, la estanquidad de las vainas y la solidez de las fijaciones.

El apartado séptimo se refiere al «Tesado» y se divide en los siguientes subapartados:

— Condiciones generales.
— Comprobaciones previas.
— Realización del tesado.

El apartado trata de las consideraciones de tipo general que deben observarse durante la ejecución del tesado y puede decirse que lo aquí expresado complementa al Manual de Tesado H.P. 2-73.

El apartado octavo se dedica a «Penetración de cuñas» y dice lo siguiente:

> *Cuando se utilicen tipos de anclaje en los que se produzca penetración de cuña, la magnitud de dicha penetración deberá medirse cuidadosamente, en cada caso,, y anotarse.*
>
> *Si se detecta una penetración superior a la prevista, el tendón correspondiente deberá volverse a tesar y anclar o, si esto no es posible, se ajustará adecuadamente la carga introducida en los tendones tesos a continuación, para compensar la pérdida suplementaria de fuerza de pretensado originada por el exceso de penetración de la cuña.*

El apartado noveno se titula «Protección contra la corrosión» y sus cuatro subapartados se titulan:

— Observaciones generales.
— Tendones adherentes.
— Tendones no adherentes.
— Anclajes.

Se tiene en cuenta en este apartado tanto el caso de protección provisional o temporal como el de protección definitiva.

Si se trata de tendones adherentes se hace referencia al Manual de Inyección H.P. 3-73 por lo que resulta más breve que si se trata de tendones no adherentes cuya descripción con detalle es necesario incluir. Los materiales de protección de este último tipo de tendones se han llevado a un Anejo a fin de no romper la unidad del texto.

El subapartado dedicado a «Anclajes» dice:

> *Todos los elementos de los anclajes, así como los extremos salientes de los tendones que en ellos se anclan, deben protegerse adecuada y permanentemente contra la corrosión después de realizados el tesado y la inyección.*
>
> *Cuando sea necesario realizar el tesado en varias etapas y transcurra un plazo de tiempo apreciable entre ellas o entre el último tesado y la inyección, deben protegerse provisionalmente los anclajes y extremos de los tendones, recubriéndolos con algún material resistente a la corrosión y de forma tal que se evite, al mismo tiempo, la posible entrada de agua o agentes agresivos en los conductos.*

El último apartado, décimo, incluye las «Precauciones que deben adoptarse para garantizar la seguridad durante la ejecución del pretensado».

Se trata de establecer unas normas, sencillas pero al mismo tiempo eficaces, encaminadas a conseguir el máximo de seguridad durante la ejecución del pretensado.

Este apartado se divide en tres puntos:

— Precauciones que deben adoptarse antes del tesado.

— Precauciones que deben adoptarse durante el tesado.

— Precauciones que deben adoptarse después del tensado.

El último capítulo de las Recomendaciones especifica los «Ensayos» a realizar con los sistemas de pretensado.

Su objeto es determinar si se cumplen los requisitos generales indicados en el capítulo cuarto.

Se dice:

> *En general, los ensayos deberán llevarse a cabo bajo la dirección, control y responsabilidad de un organismo oficial.*

Los ensayos se dividen según el tipo de anclaje de la siguiente forma:

— Anclajes mediante dispositivos mecánicos.

— Anclajes por adherencia.

Para cada uno de estos tipos de anclajes se establecen:

— Ensayos estáticos.

— Ensayos dinámicos.

— Ensayos sobre la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón.

Se describe primero el método de ensayo, especificándose luego las variables que deben medirse y el número de ensayos a realizar; todo ello para cada tipo de anclaje y tipo de ensayo.

A estos ensayos, cuya descripción nos obligaría a extendernos demasiado, se añaden los denominados «Ensayos suplementarios sobre el comportamiento del sistema de pretensado en la práctica».

Se trata del «Ensayo de operación de tesado» y el «Ensayo para medida del rozamiento».

Como ya indicábamos al principio, las Recomendaciones incluyen dos Anejos, el primero dedicado a «Unidades de pretensado suministradas de fábrica, listas para su utilización» y el segundo a «Materiales de protección de tendones no adherentes».

Los proyectos de un gran almacén y un edificio industrial

J. J. ARENAS DE PABLO
Dr. Ingeniero de Caminos
Director de ARPING, Estudio Técnico

Voy a mostrar la concepción y los detalles de los elementos que integran los proyectos de dos edificios industriales situados en las cercanías de Madrid, que hemos desarrollado en colaboración con los doctores arquitectos José A. Corrales, Ramón Vázquez Molezún y Rafael Olalquiaga.

A) Proyecto de un gran almacén

El programa de necesidades del primero conducía a una planta de edificio de unos 200 × 200 m^2, de los que, aproximadamente, 19.000 m^2 corresponden a almacén propiamente dicho y el resto a un edificio central y otros periféricos concebidos para los accesos y salidas de mercancías.

Existe además un muelle perimetral que exigía un amplio voladizo protector, para las operaciones de carga y descarga.

El núcleo de almacén se dividió en dos áreas simétricas de unos 163 × 57 m^2. La estructura de esta zona no tenía más misión que el cubrimiento y aislamiento de techumbre, dejando un gran hueco interno de unos 15 m de altura.

La envergadura de la obra y la altura libre de la cubierta nos condujeron inmediatamente a la idea de prefabricar, lo que es posible tanto en acero como en hormigón. La propiedad eligió sin titubeos el segundo material por el mayor tiempo de resistencia al fuego que presentaba, unido a sus gastos nulos de conservación.

Y puestos a proyectar con prefabricados, la duda estuvo en amoldar el proyecto a los productos existentes en el mercado español o, por el contrario, diseñar piezas específicas adecuadas al máximo a la función y necesidades del edificio.

Nosotros, basados en lo que vemos hacer todos los días en los países europeos (no digamos ya en Estados Unidos), entendimos que éste era un caso en que la prefabricación específica estaba totalmente justificada. La realidad nos demostró después nuestro error, pues el edificio ha acabado construyéndose con piezas de serie. Queremos creer, sin embargo, que nuestra equivocación radicó principalmente en lo que a tiempo histórico respecta, y porque pensamos que las ideas del proyecto tienen alguna validez (o la tendrán en un futuro que deseamos próximo), me voy a permitir exponerlas.

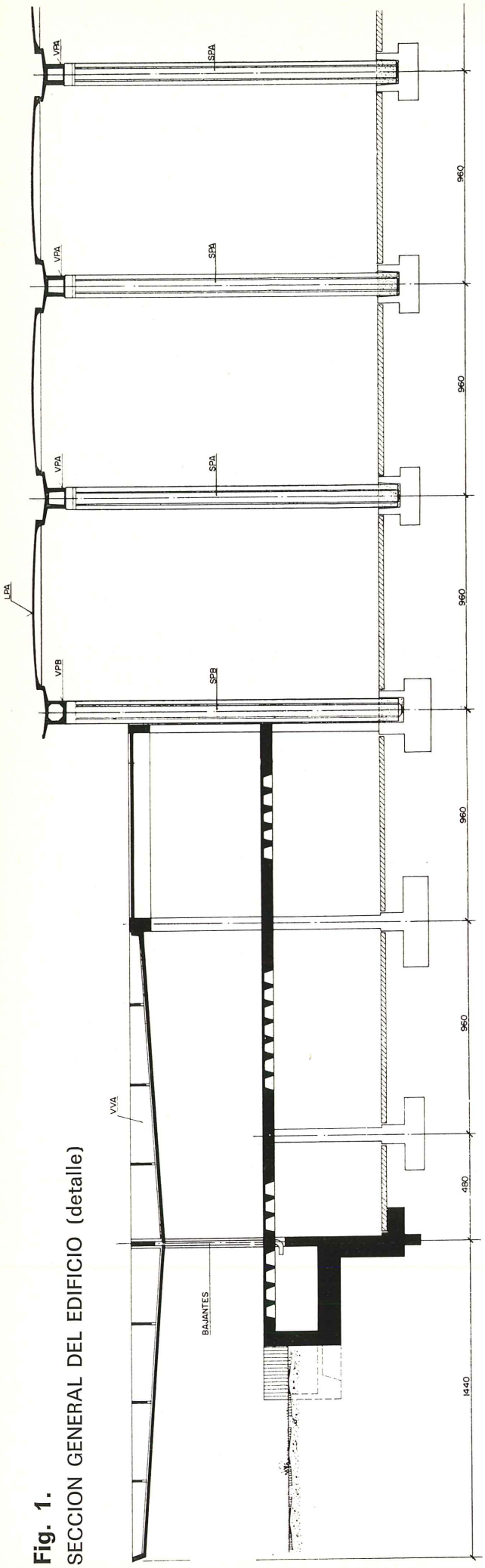


Fig. 1.
SECCION GENERAL DEL EDIFICIO (detalle)

En la figura 1 puede verse la sección tipo del almacén, en la que se aprecian los principales elementos prefabricados que componen su estructura. En ella puede verse el gran voladizo del muelle perimetral compuesto por vigas VVA, y el recinto interno, con la zona periférica de Servicios. Este se cubre con soportes prefabricados dispuestos según retícula de 9,60 × 14,40 m, múltiplos ambos de la distancia 4,80 m que fue tomada como base de modulación.

Sobre los soportes se disponen vigas cargaderos VPA de 14,40 m de longitud y 2,40 m de anchura y las franjas huecas de 7,20 m que entre ellas quedan se cubren con placas LPA, de 7,60 m de longitud por 1,80 m de anchura nominal.

En la línea de borde almacén se disponen vigas VPB de 9,60 m de longitud, que reciben carga asimétrica de cubierta y, por consiguiente, se ven solicitadas a torsión (de ahí su sección hueca).

El aislamiento e insonorización se conseguía disponiendo planchas de fibra de vidrio sobre la totalidad de la cubierta, que se recubría a continuación de una lámina impermeabilizadora de aluminio-asfalto.

Para el desagüe de pluviales, la cubierta dispone de pendiente a dos aguas, con una inclinación del 2 % (que se forzó al mínimo para un óptimo aprovechamiento del volumen externo autorizado por las Ordenanzas Municipales). El funcionamiento de la cubierta es claro, vertiendo las placas parabólicas LPA en las vigas VPA y VPB, que con la pendiente longitudinal del 2 % actúan como grandes canalones de recogida de aguas.

Describo a continuación las piezas prefabricadas esenciales:

1. SOPORTES TIPO SPA Y SPB

En la figura 2 se aprecian los detalles de su sección transversal doble T, así como los de fijación a la zapata, y sus remates finales dispuestos para recibir a las vigas VPA. El peso de la pieza era de 12.500 kg. y se precisaban 116 unidades en la obra.

Los soportes de fachada SPB se diferencian de los SPA sólo en la armadura, a causa de la flexión transversal que reciben en cabeza. Además, disponían allí de barras de pretensado verticales para el necesario anclaje transversal de las vigas VPB.

SOPORTE PREFABRICADO TIPO SPA

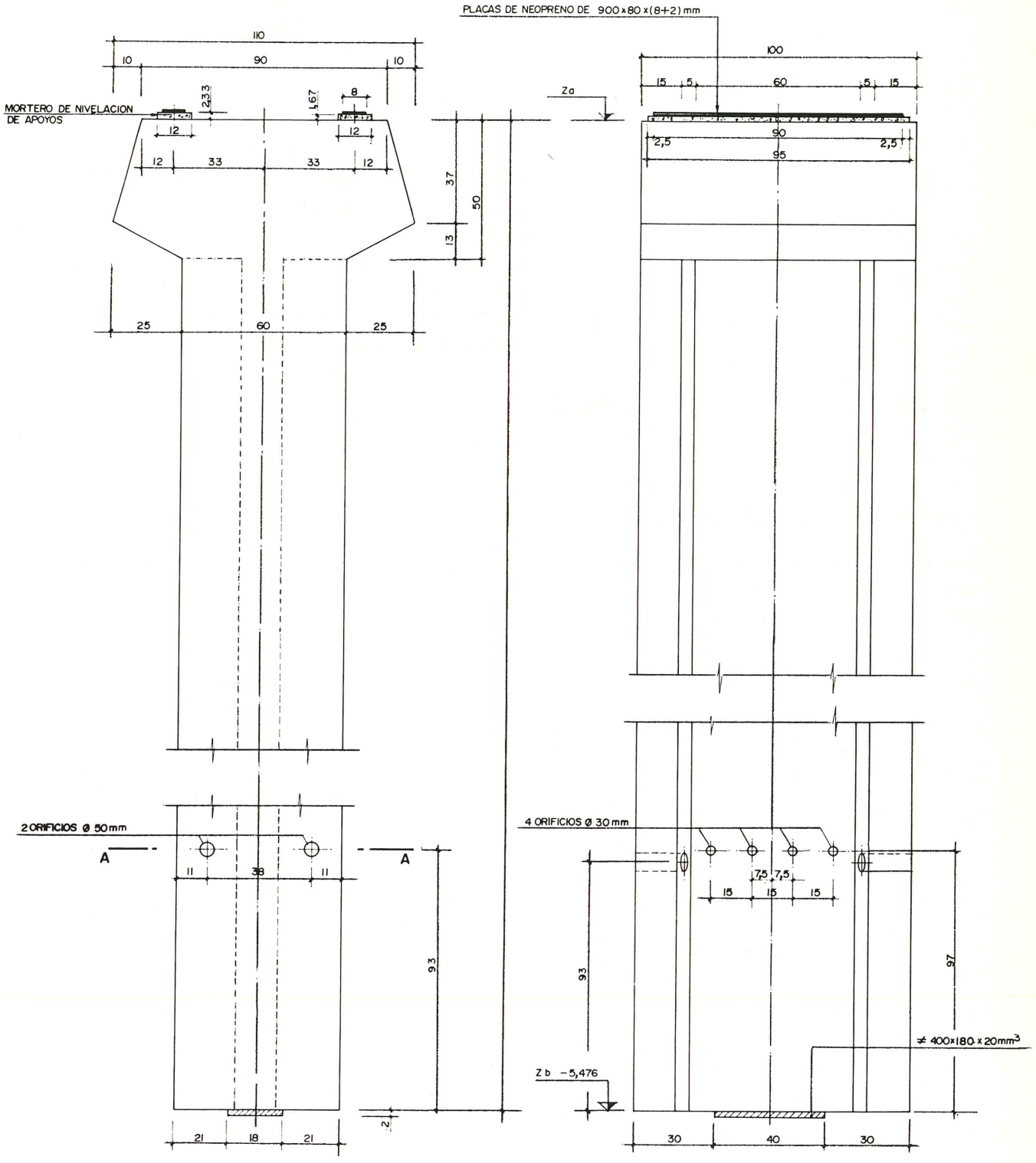


Fig. 2.1.

SECCION TIPO FUSTE

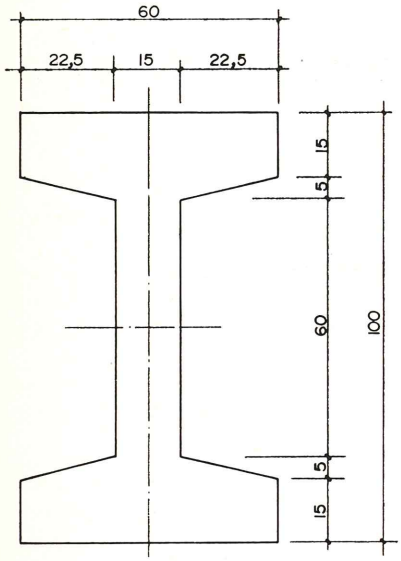


Fig. 2.2.

DETALLE DE EMPOTRAMIENTO EN ZAPATA

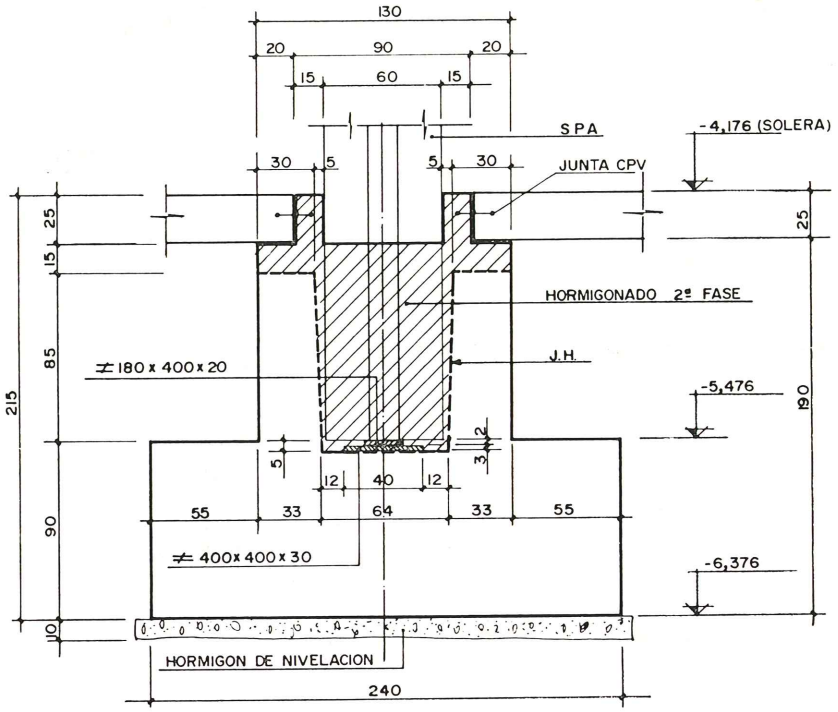


Fig. 2.3.

2. VIGA CARGADERO TIPO VPA

Concebida como elemento resistente y funcional (fig. 3), tiene sección en PI, adecuada para soportar flexiones positivas. Se estudió un proceso constructivo de colocación de las losas LPA que no introducía prácticamente ningún torsor apreciable en las VPA.

Disponía de 4 cordones de postesado, dos por alma, que se tesaban en dos etapas, ejecutándose la segunda cuando todas las losas LPA habían ya sido colocadas.

El apoyo a media madera vino recomendado por estabilidad en montaje y en servicio (y en definitiva, por la reducción del volumen necesario de hormigón de macizado). El enlace entre vigas y cabezas de soportes, a través de doble línea de neopreno, con el pequeño relleno de hormigón in situ de la coronación, confería a aquéllos una mayor seguridad frente al pandeo (al coartar de algún modo la libre rotación de sus cabezas), pero manteniendo al mismo tiempo una suficiente flexibilidad para corrimientos horizontales, que evitara esfuerzos excesivos de deformaciones lineales.

El peso de cada viga VPA era de 19,5 t, y el número de las mismas ascendía a 128 unidades en toda la obra.

3. LOSA PREFABRICADA TIPO LPA

Cubre, en solución Gerber, las franjas que quedan huecas entre vigas VPA que, con una distancia entre ejes de soportes de 9,60 m quedan reducidas a 7,20 m por el ancho de las vigas cargadero. Logramos así con prefabricación una flexión transversal que se aproxima a la ley de flectores de un forjado in situ.

La ley de cantos semiparabólica es funcional porque nos da la evacuación transversal del agua de lluvia, y tiene al mismo tiempo un claro sentido resistente, al aproximarse a la ley de variación de los flectores, o sea, a condiciones de antifunicularidad. El flector de pretensado es

VIGA PREFABRICADA TIPO VPA

SEMIALZADO

SECCION LONGITUDINAL POR EL EJE DE VIGA

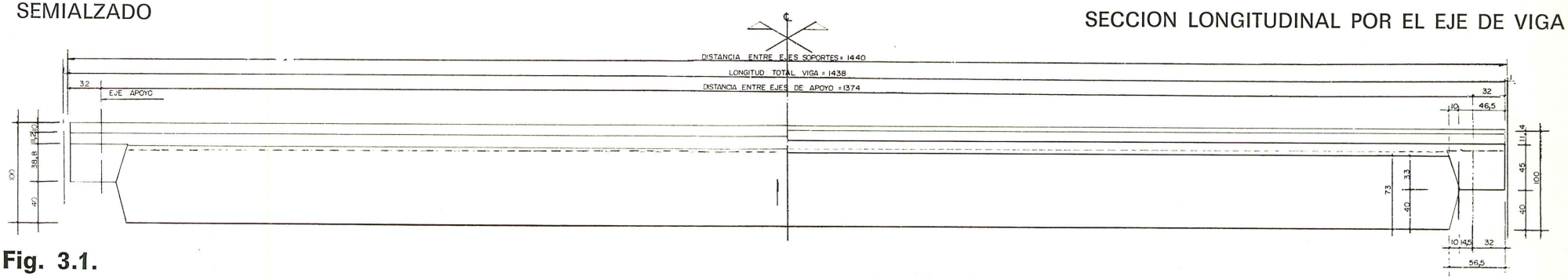


Fig. 3.1.

SECCION LONGITUDINAL POR ALMA, Y PRETESADO

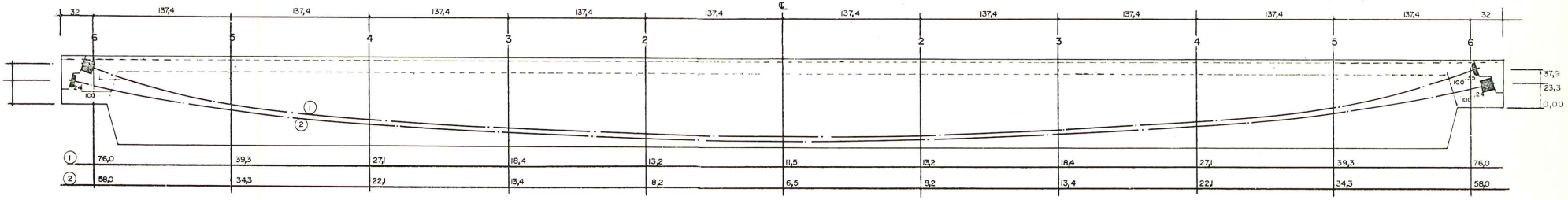
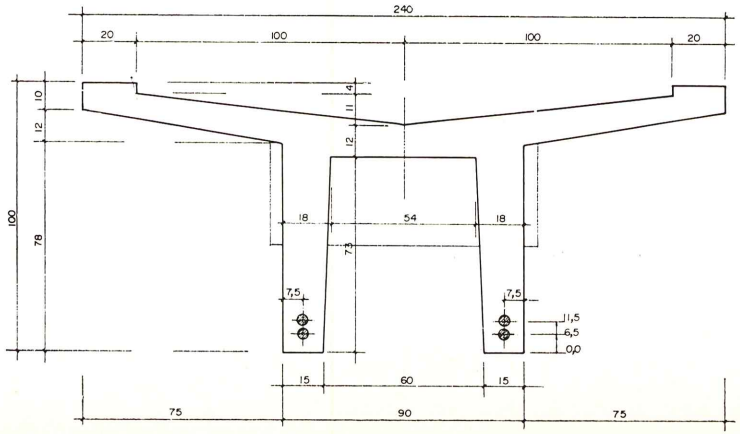


Fig. 3.2.

Fig. 3.3.



SECCION TIPO

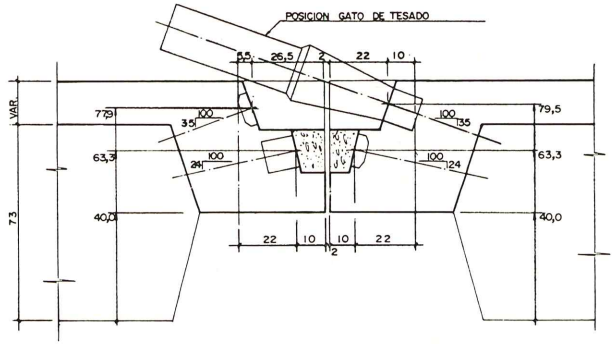


Fig. 3.4.

DETALLE DE CABEZAS DE TESADO

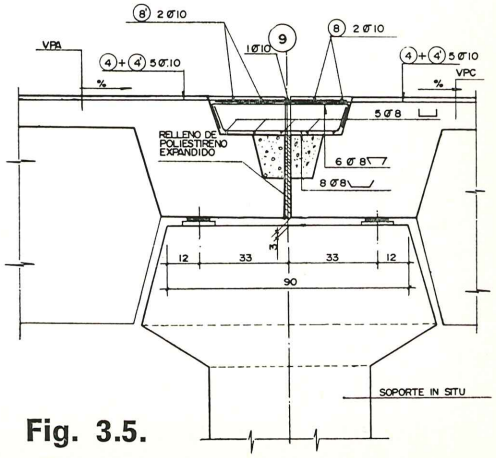


Fig. 3.5.

DETA LLE DE ENLACE CON CABEZA DE SOPORTE SPA

LOSA PREFABRICADA TIPO LPA

SECCION LONGITUDINAL

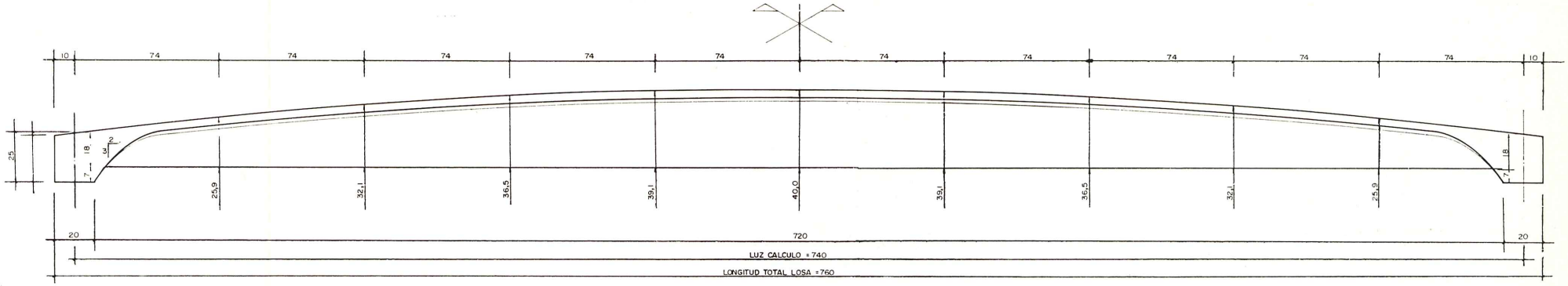


Fig. 4.1.

SECCION TRANSVERSAL TIPO

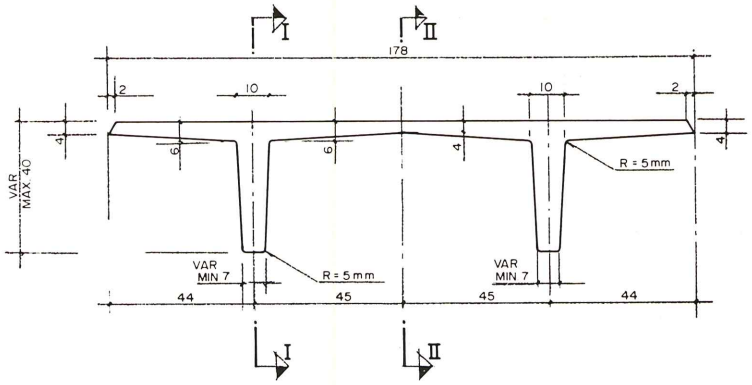


Fig. 4.2.

DETALLE ARMADURA ZONA EXTREMA

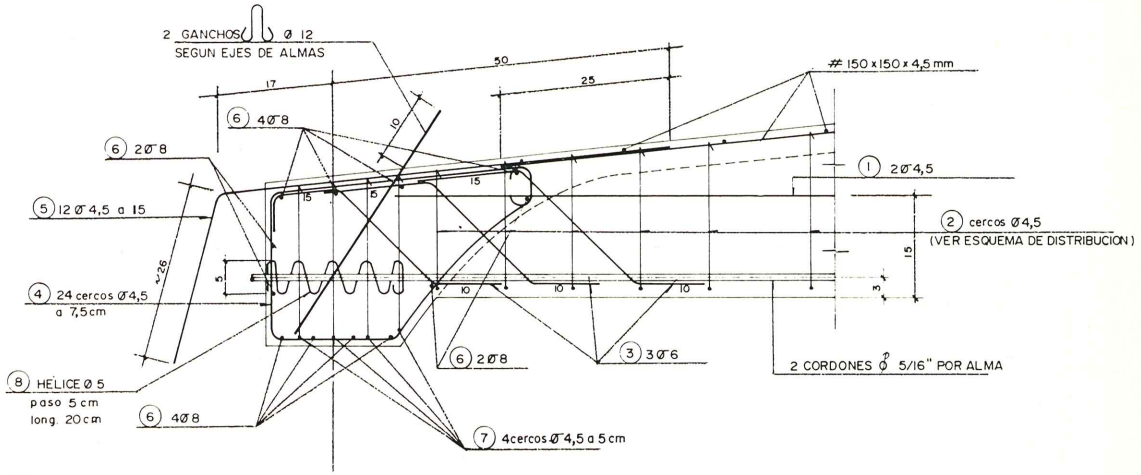


Fig. 4.3.

en cada sección casi igual y contrario al de la carga permanente más la mitad de la sobrecarga, con lo que la flexión que debe soportar la sección de hormigón es muy débil. Sin embargo, el axil de pretensado (recto con anclaje por adherencia) es constante en toda la longitud de la pieza, lo que exige que a medida que disminuye su canto ensanchemos las almas para que la compresión media no crezca excesivamente. Finalmente, por antifunicularidad, el cortante exterior es transmitido a través de la componente vertical de la tabla superior parabólica (cuya inclinación varía linealmente, es decir, igual que el cortante), mientras el pretensado recto y paralelo a una fibra extrema no engendra cortante alguno.

El peso unitario de las placas era de 3.100 kg, y el número total de las mismas en el proyecto ascendía a 1.440 unidades.

4. VIGA PREFABRICADA DE VOLADIZO VVA

Pensada para obtener una solución laminar prefabricada, las vigas VVA son funcionales en cuanto cubren su vuelo con un ancho de 2,40 m, mientras actúan como gran canal de recogida de aguas (que reciben de las VPA de cubierta), conduciéndolas hasta las bajantes que se ubican dentro de los soportes de apoyo de las mismas.

Pero, además, la pieza de canto variable se adecua bien a la ley de flectores del voladizo, quedando el tramo interior prácticamente compensado, y sirviendo el apoyo izquierdo como anclaje estabilizador (fig. 5.1.).

Los diafragmas internos nos sirven para evitar flexiones transversales indeseables, aunque disponen de una perforación inferior para permitir el desagüe (fig. 5.4).

Las almas, de 10 cm de espesor, nos piden pretensado por adheren-

VIGA PREFABRICADA TIPO VVA

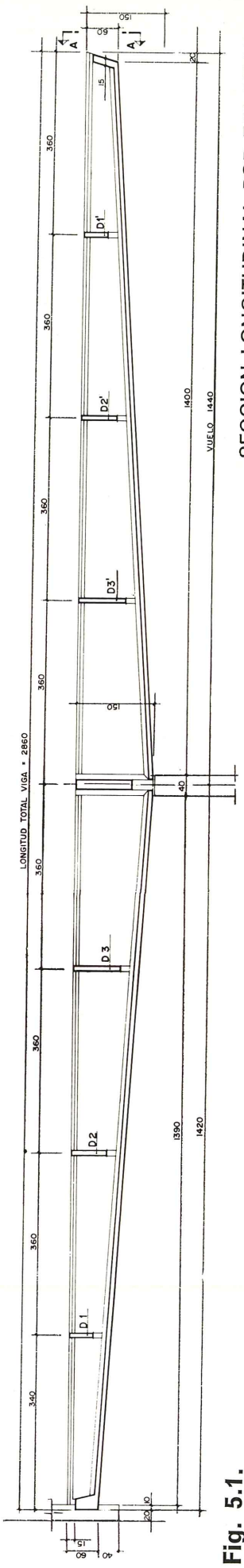


Fig. 5.1.

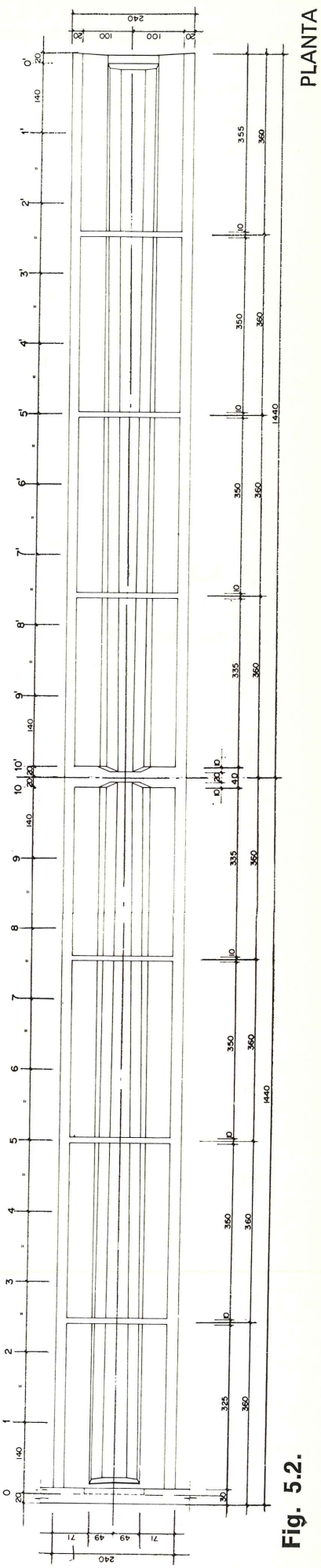


Fig. 5.2.

VIGA PREFABRICADA TIPO VAA

SECCION TRANSVERSAL TIPO

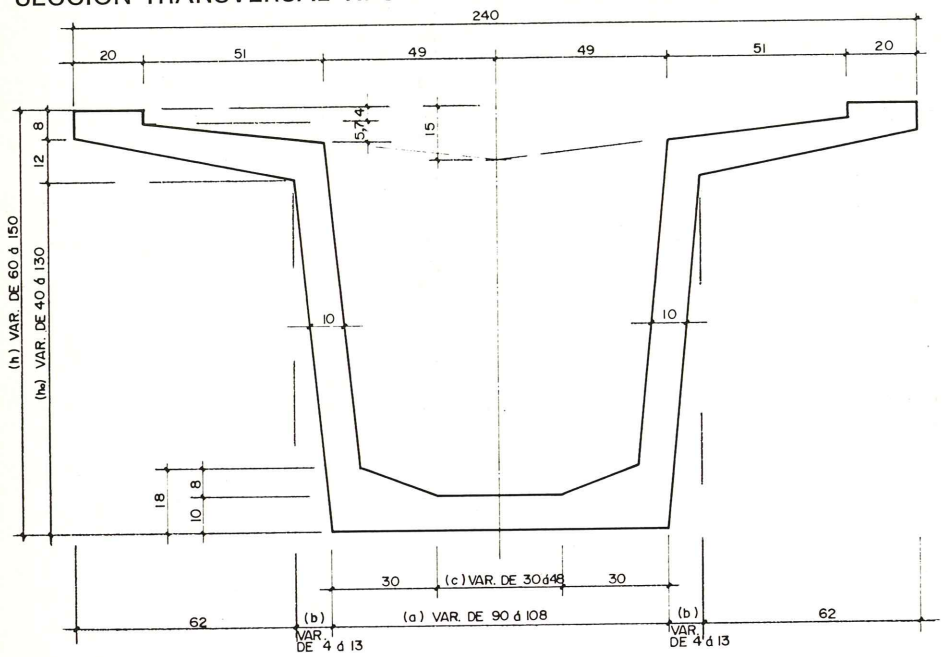


Fig. 5.3.

DIAFRAGMA TIPO

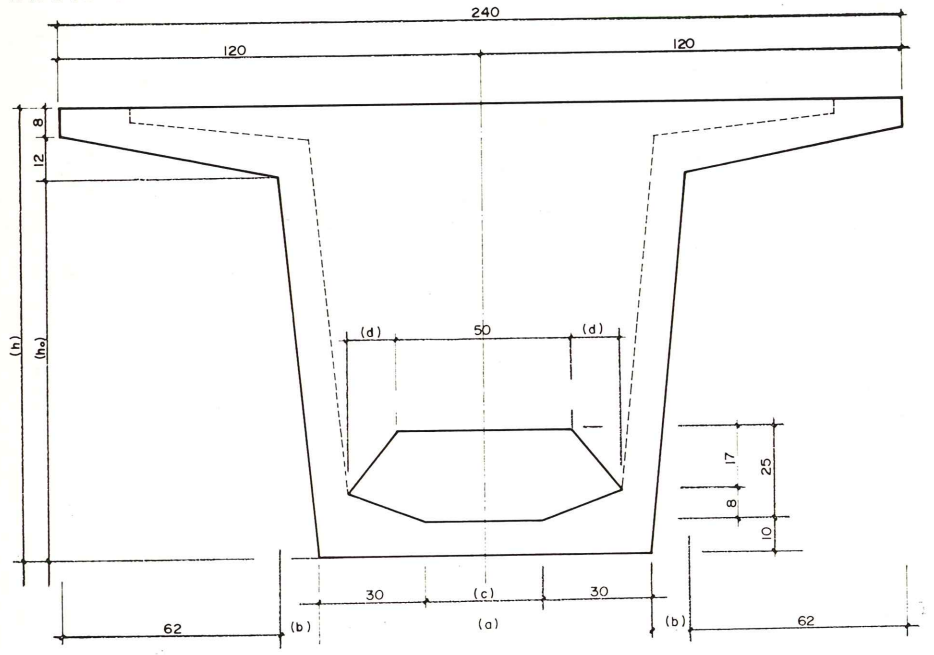


Fig. 5.4.

cia, evitando el espacio de las vainas. Dada la fuerte variación de flectores a lo largo de la viga, resolvimos el pretensado mediante 6 planos de 4 cordones ∅ 0,5", que actuaban progresivamente sobre el hormigón y ello mediante su aislamiento dentro de fundas de plástico en ciertas longitudes (fig. 5.5). Se consigue de este modo una variación del esfuerzo de pretensado y de su excentricidad a lo largo de la viga, con el derroche de materia que supone no aprovechar las longitudes de cable entubadas, pero con el ahorro, mucho más importante, de vainas, anclajes e inyección (y con la superior calidad que suministra el contacto directo cable-hormigón, de cara a la adherencia y, consiguientemente, a la fisuración y a la seguridad frente a rotura).

PRETENSADO LONGITUDINAL

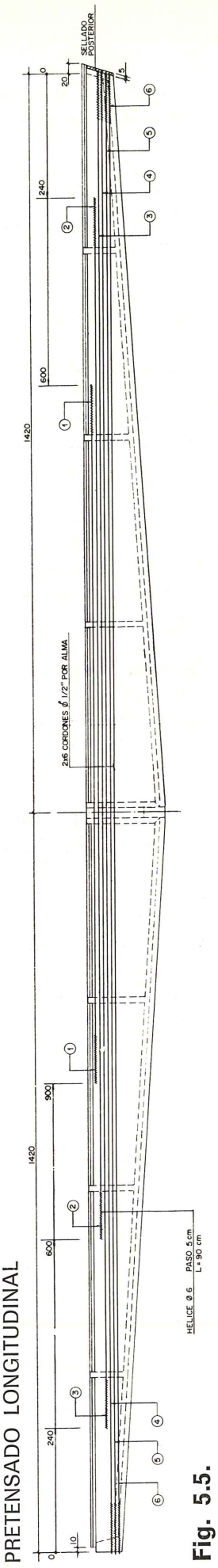


Fig. 5.5.

VIGA PREFABRICADA TIPO VVA

ARMADURAS ACTIVAS Y PASIVAS

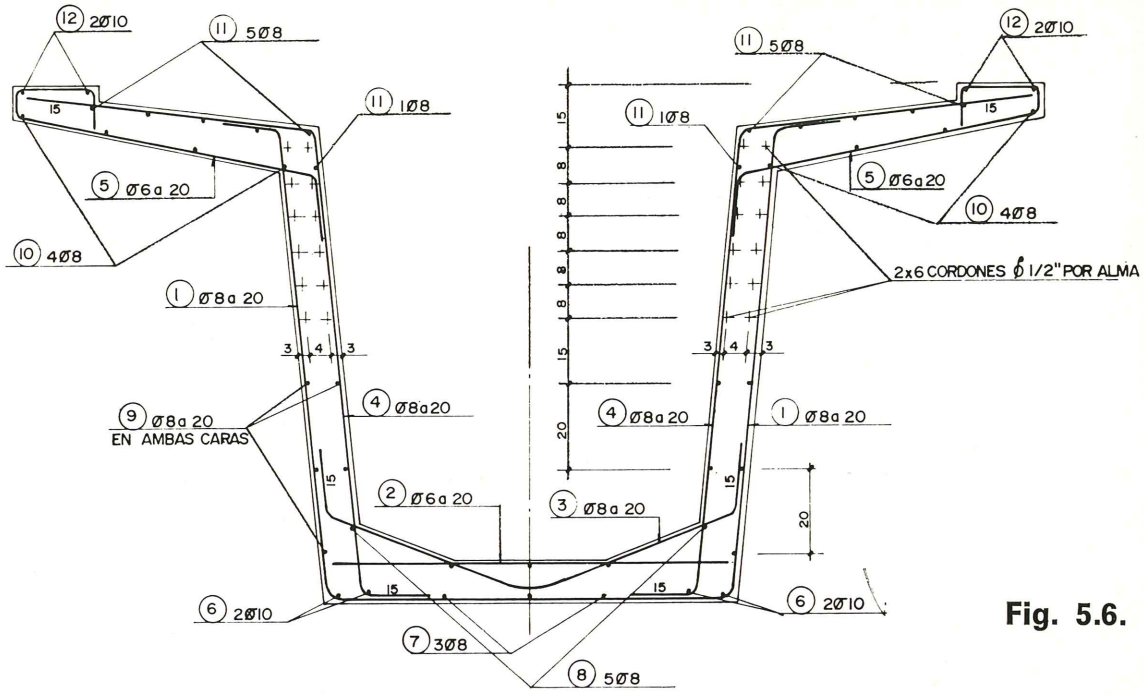


Fig. 5.6.

La separación entre ejes de vigas VVA era de 4,80 m, viniendo las franjas huecas de 2,40 m que quedan entre ellas cubiertas por las placas LPB, que ahora mostraré, detalle que puede verse en la figura 6.

El peso de cada pieza VVA era de 29,7 t, y su número total en la obra llegaba a 124 unidades.

5. LOSA PREFABRICADA LPB

Como ya he dicho, cubre el espacio libre entre las vigas de voladizo VVA, pero sólo en el lado interno (vano). En la zona de vuelo, para reducir esfuerzos, y aumentar luminosidad, tal espacio se cubría con elementos de plástico transparente.

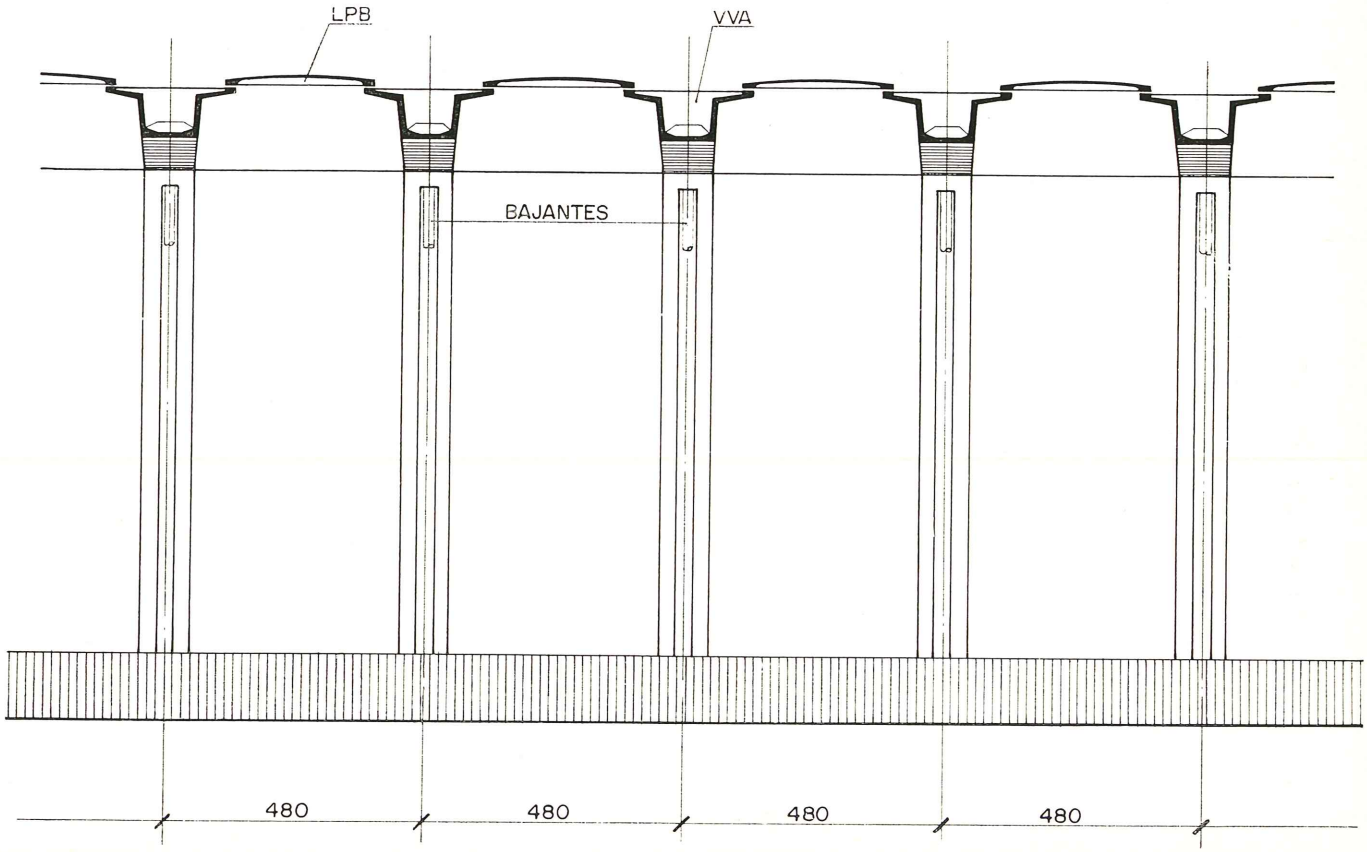


Fig. 6. SECCION-DETALLE DEL VOLADIZO PERIMETRAL

LOSA PREFABRICADA TIPO LPB

SECCION LONGITUDINAL

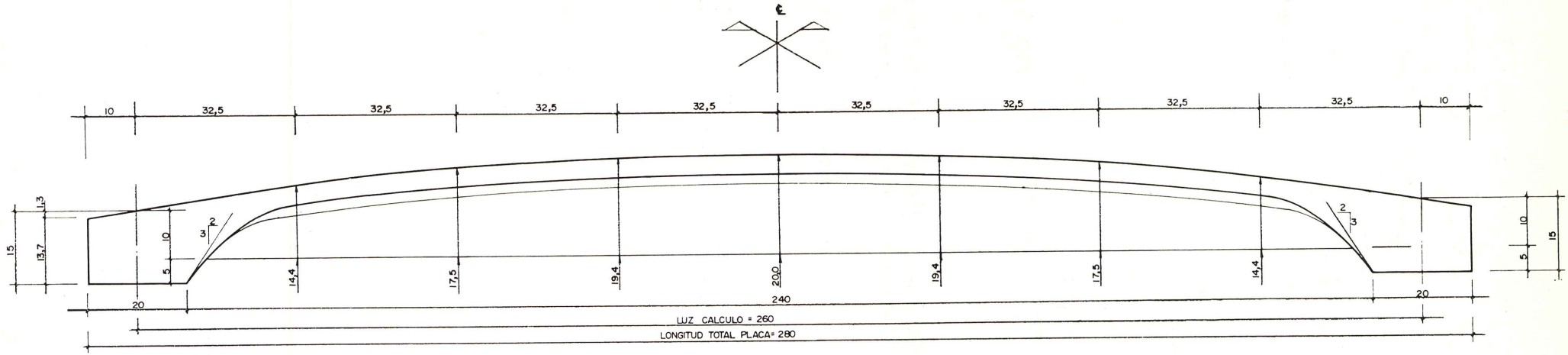


Fig. 7.1.

SECCION TRANSVERSAL TIPO

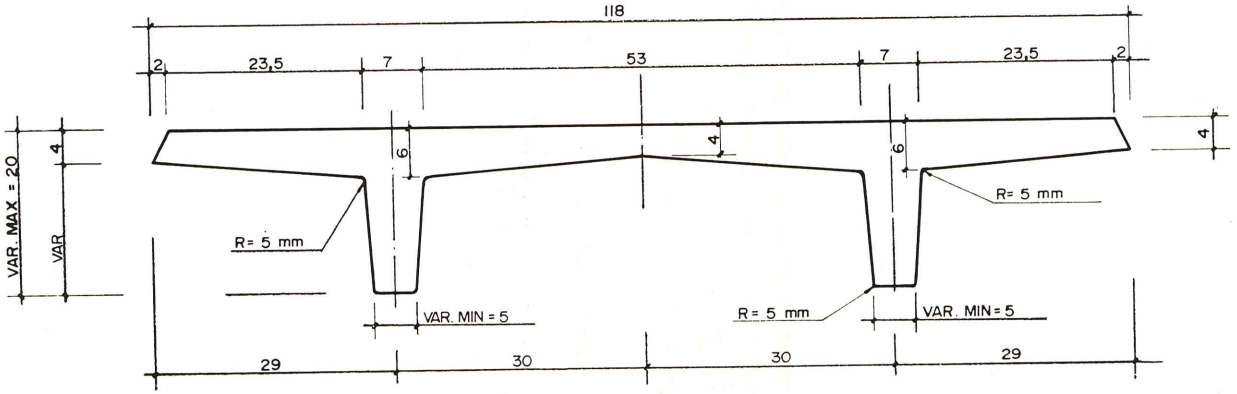


Fig. 7.2.

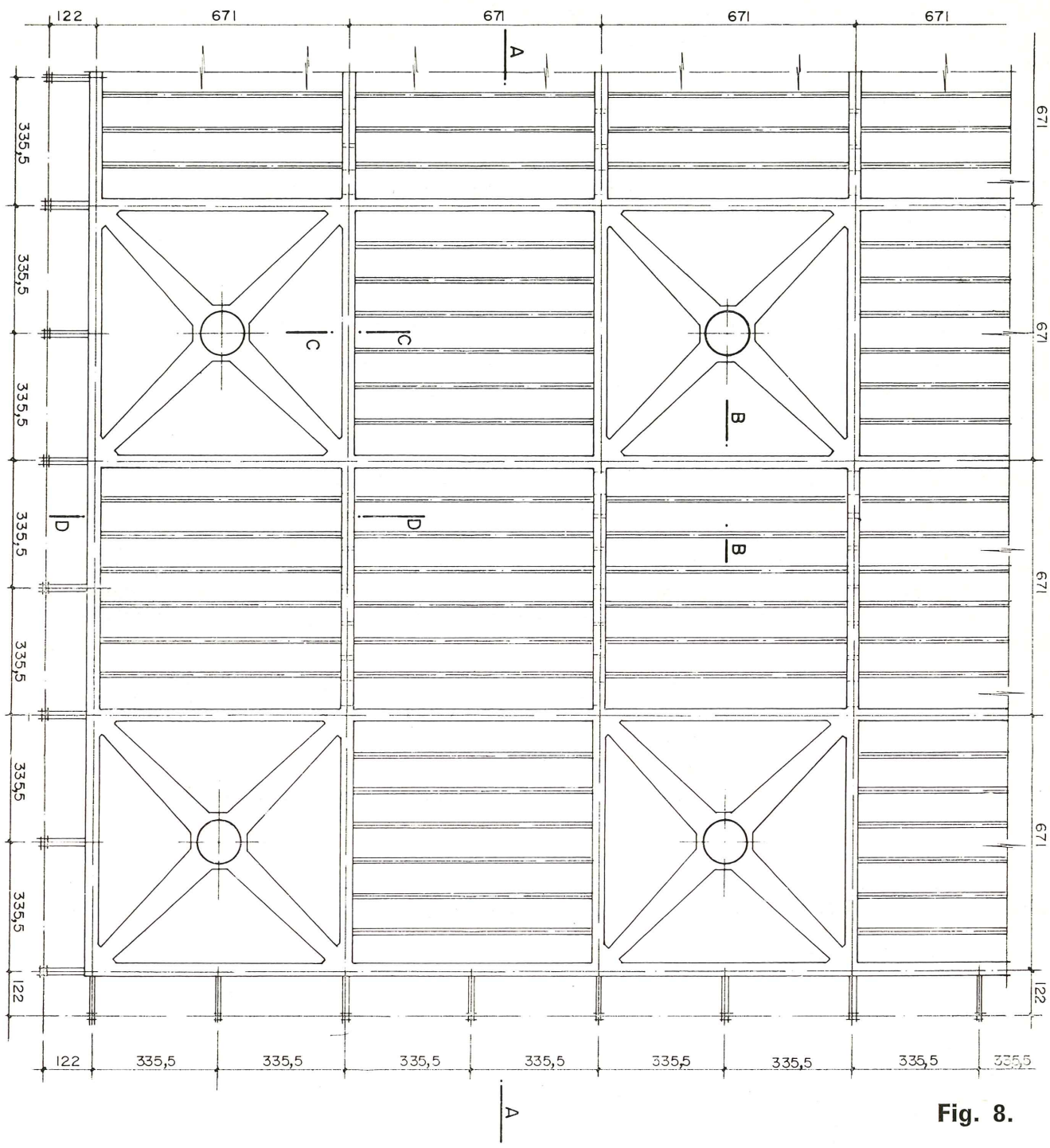


Fig. 8.

El peso de la LPB, que puede verse en la figura 7, era de 641 kg, y en total teníamos 1.624 piezas iguales, que, dada su corta luz, se proyectaron en hormigón armado. Tanto entre las VPA y LPA como entre las VVA y LPB se establecieron conexiones a base de armadura vista con la idea de lograr un buen monolitismo en la estructura terminada.

B) Proyecto de un edificio industrial

Se trataba de una industria ligera que demandaba una sobrecarga de uso de solo 750 kg/m^2. El edificio se configuró en 3 plantas (2 forjados más cubierta utilizable en el futuro con una techumbre ligera) de unos 7.700 m^2 de superficie.

Los estudios de organización de la factoría condujeron a una modulación de soportes óptima del orden de 14 $\times$ 14 m^2. Tal retícula parece pedir en principio una losa fungiforme, posiblemente

pretensada. Pero la isotropía estructural se avenía mal al deseo de los arquitectos de integrar las conducciones (aire acondicionado más servicios de agua, electricidad y telefonía) dentro del forjado.

Ello vino a exigir forjado unidireccional que, orientado en la dirección del lado más corto del edificio, albergara en sus huecos tales conductos y actuara de difusor de los mismos, en la totalidad de la superficie de la planta.

Ahora bien, una luz de 14 m en forjado unidireccional resulta realmente cara. Por ello recurrimos a la solución que puede verse en la figura 8, consistente en desdoblar los cargaderos constituyendo una malla ortogonal de vigas a 6,71 m entre ejes, de modo que los soportes quedan en el centro de una célula, y se enlazan a aquéllas mediante vigas diagonales.

El funcionamiento estructural del conjunto es claro. Distinguimos entre módulos-setas (que son los que incluyen al soporte), y los módulos de enlace entre ellos.

En estos últimos, tanto el cargadero como la viga de arriostramiento trabajan en flexión positiva, originada por las rotaciones que en tal sentido (y en ambas direcciones) tienen los vértices del módulo seta, que se suma en el cargadero a la flexión debida a la acción directa del forjado.

Tales rotaciones de los vértices del módulo seta engendran en cargadero y riostra del mismo, flexión negativa constante en toda su longitud, a la que igualmente sumaremos la debida a las cargas directas.

Las diagonales arrancan de los vértices en flexión positiva, lo que es muy de agradecer, pues el desplazamiento hacia el soporte del punto de inflexión en una longitud de aproximadamente 1 m, reduce la flexión negativa en el apoyo y ello gracias, naturalmente, a la flexión del mismo signo del marco exterior.

En la figura 9 puede verse una sección de la estructura de una planta, distinguiéndose la viga riostra (paralela al forjado), el cargadero, y el forjado compuesto por elementos prefabricados completados con hormigón in situ.

La modulación de las piezas del forjado se estableció pensado en dar cabida a los conductos de aire, como puede verse en el dibujo. El canto resultante era fuerte, pero no había problemas de altura y redundaba en economía de armaduras.

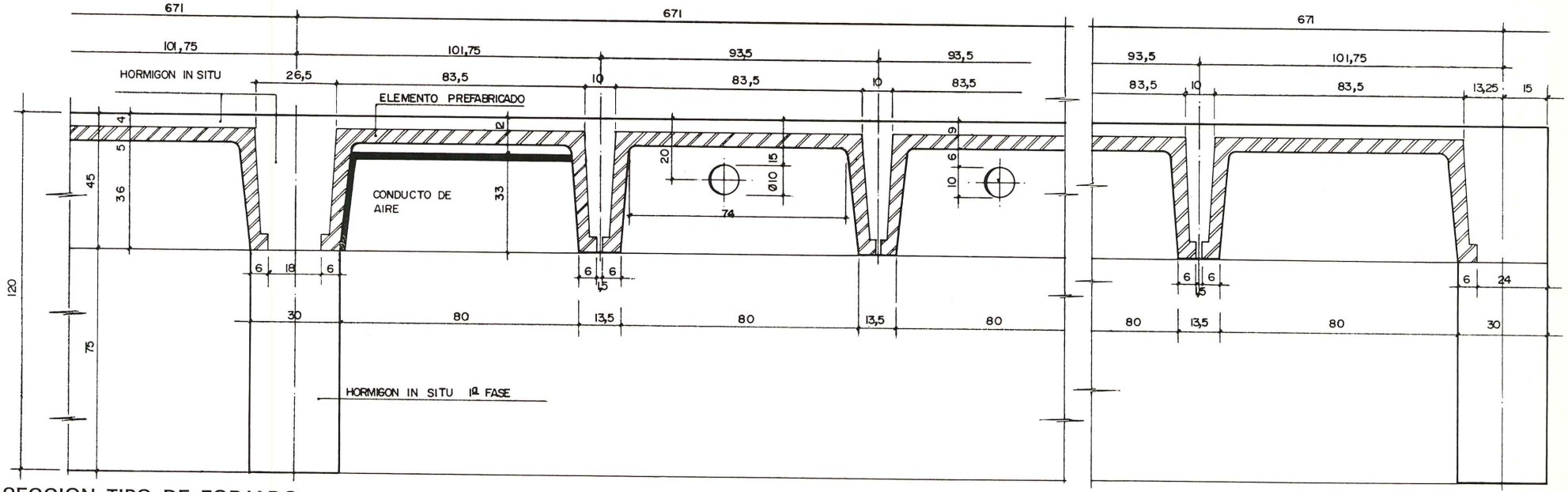
Los elementos prefabricados, cuyo número en la totalidad de la obra se elevaba a 2.541 unidades, incluían ya la armadura de flexión positiva (pretensada con anclaje con adherencia, o simplemente armada si el constructor lo prefería), y servían de encofrado total al hormigón in situ. Las barras vistas (fig. 10) y el acero pasivo de continuidad sobre cargaderos, garantizaban el monolitismo del conjunto.

La perforación para los conductos de aire en las vigas cargadero exige conocer o estimar al menos los esfuerzos que en tal zona se originan. Sabemos que el cortante total debe distribuirse entre ambas cabezas en razón directa a sus inercias propias, con lo que, en este caso, era la cabeza inferior la que transmitía la casi totalidad del cortante. Ello exigía también armadura de suspensión adjunta para volver a llevar esa fuerza a la zona superior de la viga. Y, naturalmente, la doble armadura necesaria en ambas cabezas para absorber la flexión antimétrica creada por el cortante que transmiten (fig. 11).

Otro problema serio que plantea una estructura de tales dimensiones en planta (127,50 $\times$ 60,39 m^2) es el de las deformaciones impuestas por retracción y variación térmica, acentuado en este caso por la obligada rigidez de los soportes (cilindros de 1,20 m de diámetro). Para no romper la limpieza de la configuración general procedimos a flexibilizar el conjunto disponiendo rótulas plásticas en cabeza y base de soportes periféricos (fig. 12), que admitían los desplazamientos impuestos con pequeños esfuerzos transmitidos.

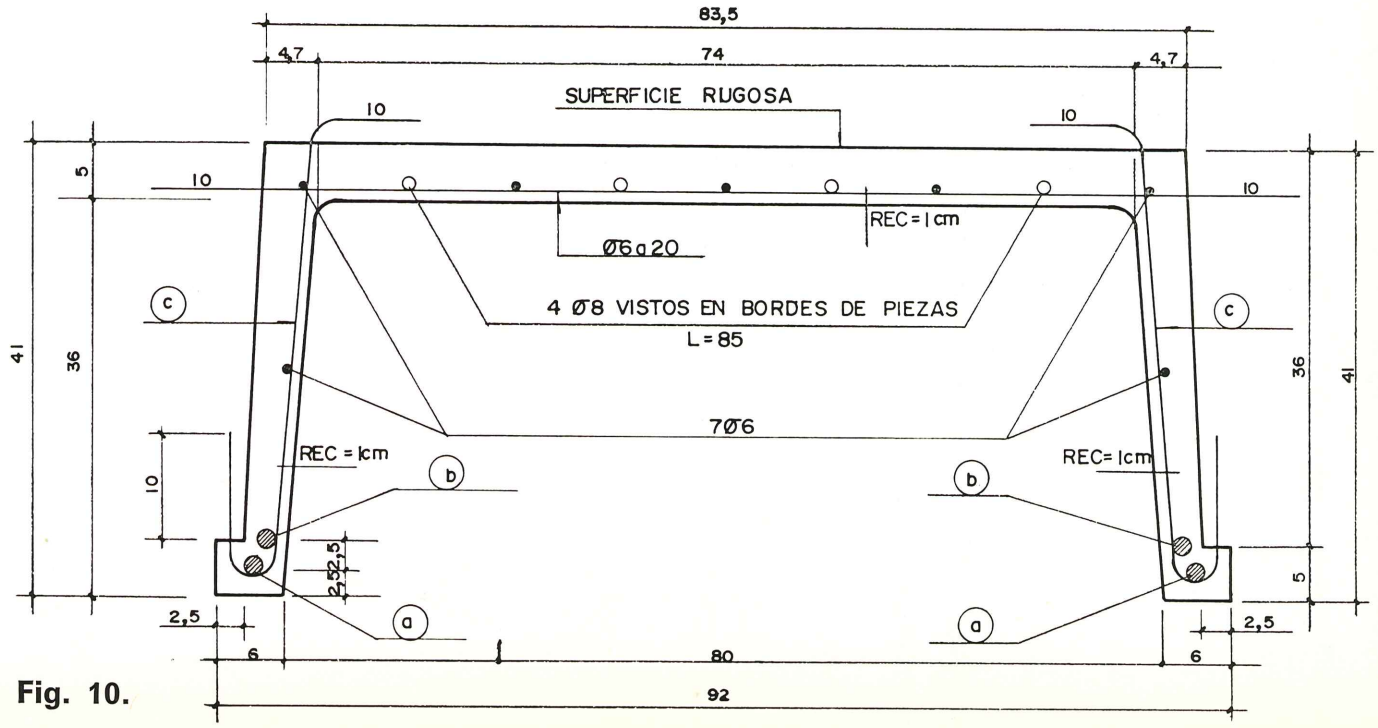
Además, implantamos dos líneas de apoyo a media madera, simétricas respecto al eje transversal del edificio (y pese a ello, las flexiones en algunos soportes, por deformaciones impuestas, eran importantes). En la figura 13 se aprecia la geometría de este detalle, y en la 14, la armadura del mismo.

Finalmente, en la figura 15 puede verse la idea de conjunto del edificio, de este modo concebido que, por motivos que no hacen al caso, no ha sido finalmente realizado.



SECCION TIPO DE FORJADO

Fig. 9.



SECCION TIPO
ELEMENTO PREFABRICADO

Fig. 10.

ARMADURA DEL CARGADERO EN VANO TIPO ENLACE

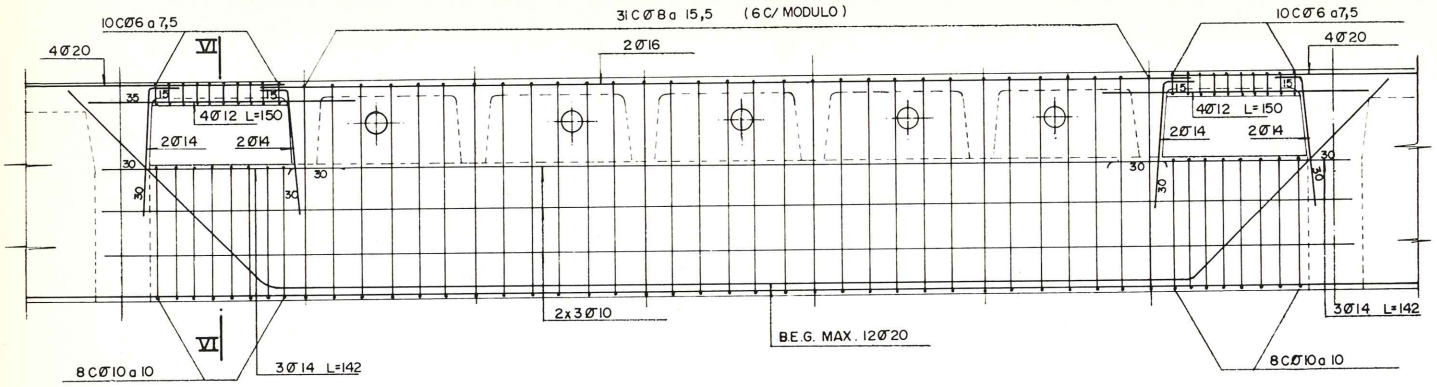
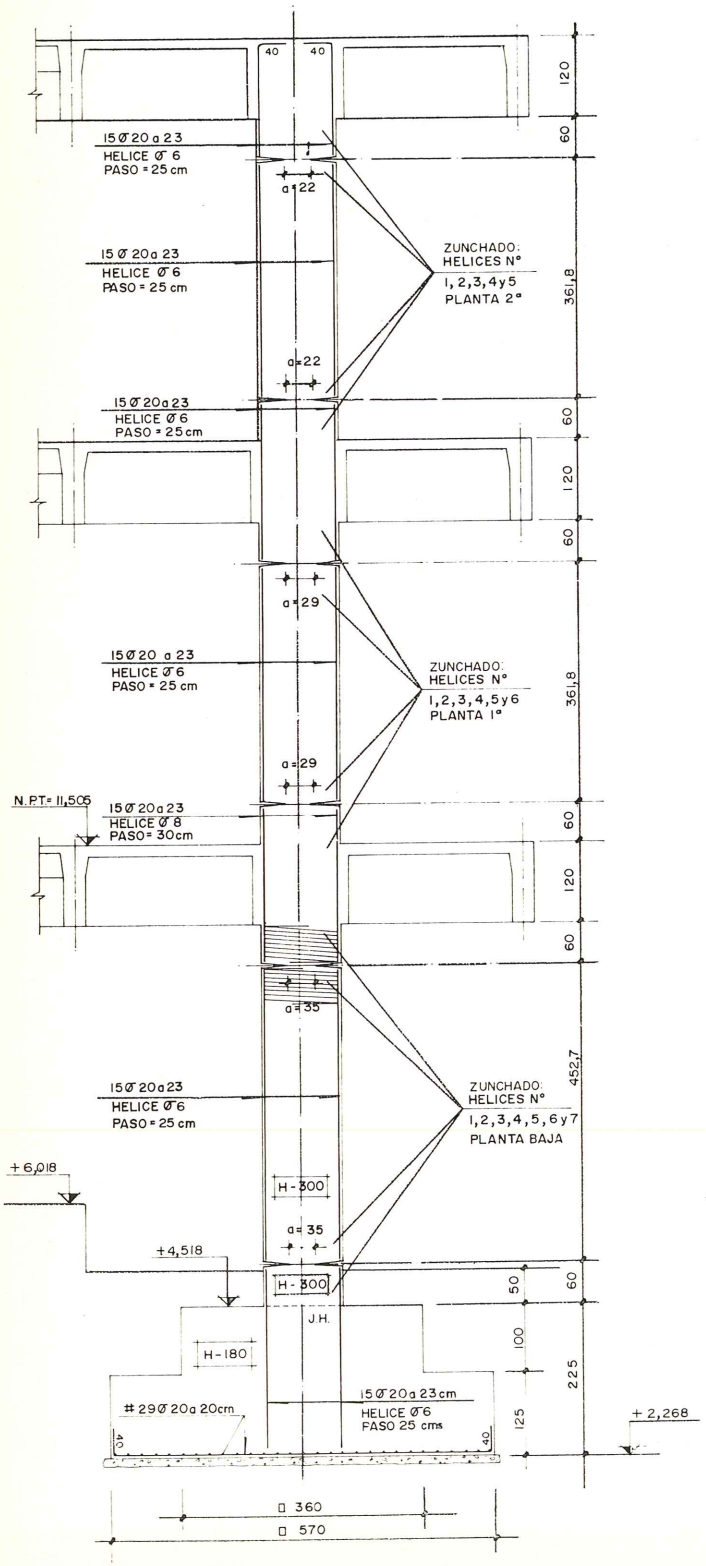


Fig. 11.

DETALLE DE SOPORTES PERIFERICOS BIARTICULADOS

SOPORTE TIPO SB.1



SOPORTE TIPO SB.2

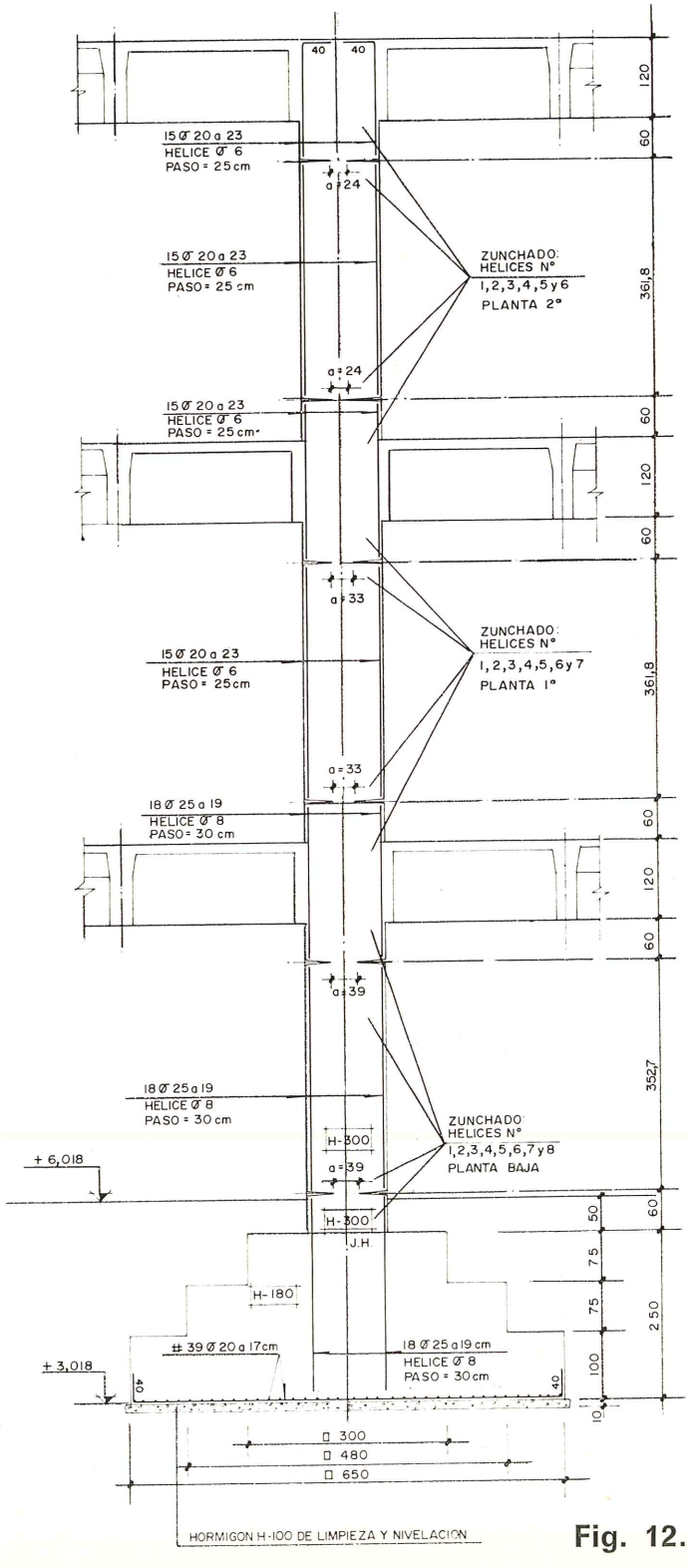


Fig. 12.

APOYO A MEDIA MADERA EN VIGAS CARGADERO

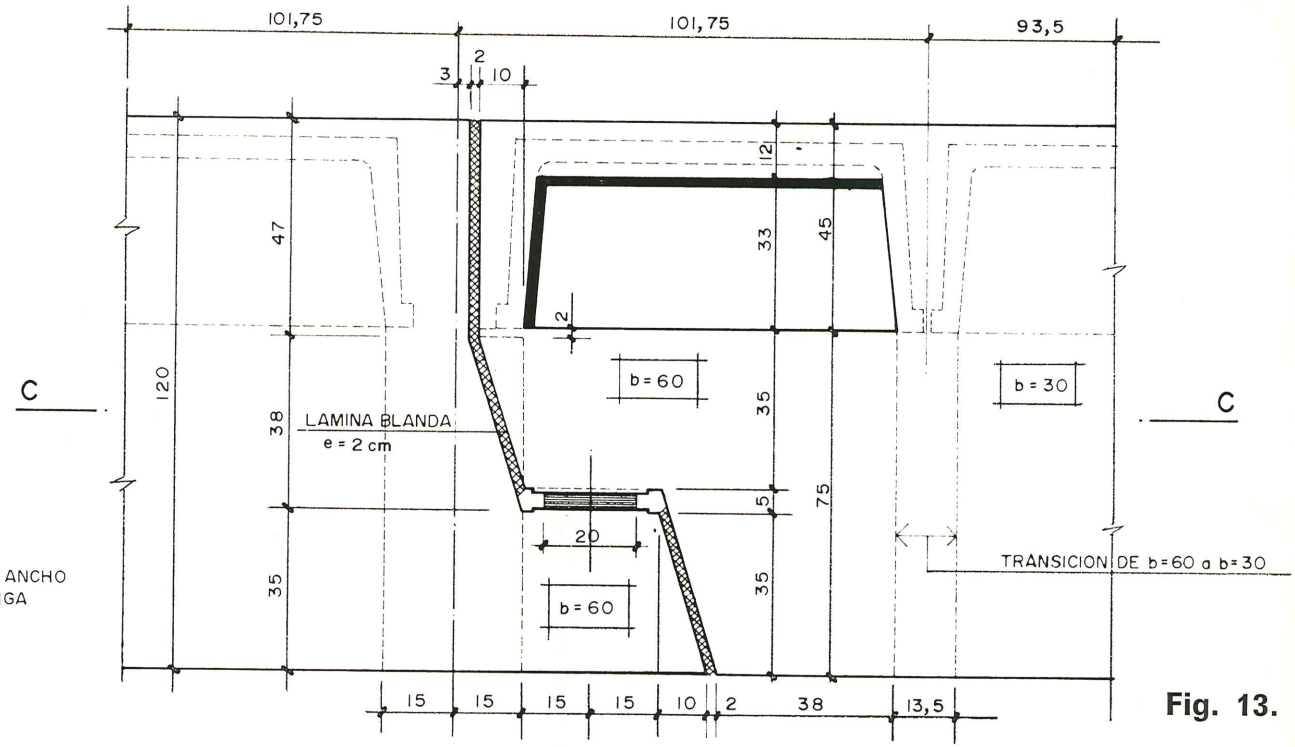


Fig. 13.

DETALLES DE LAS ARMADURAS

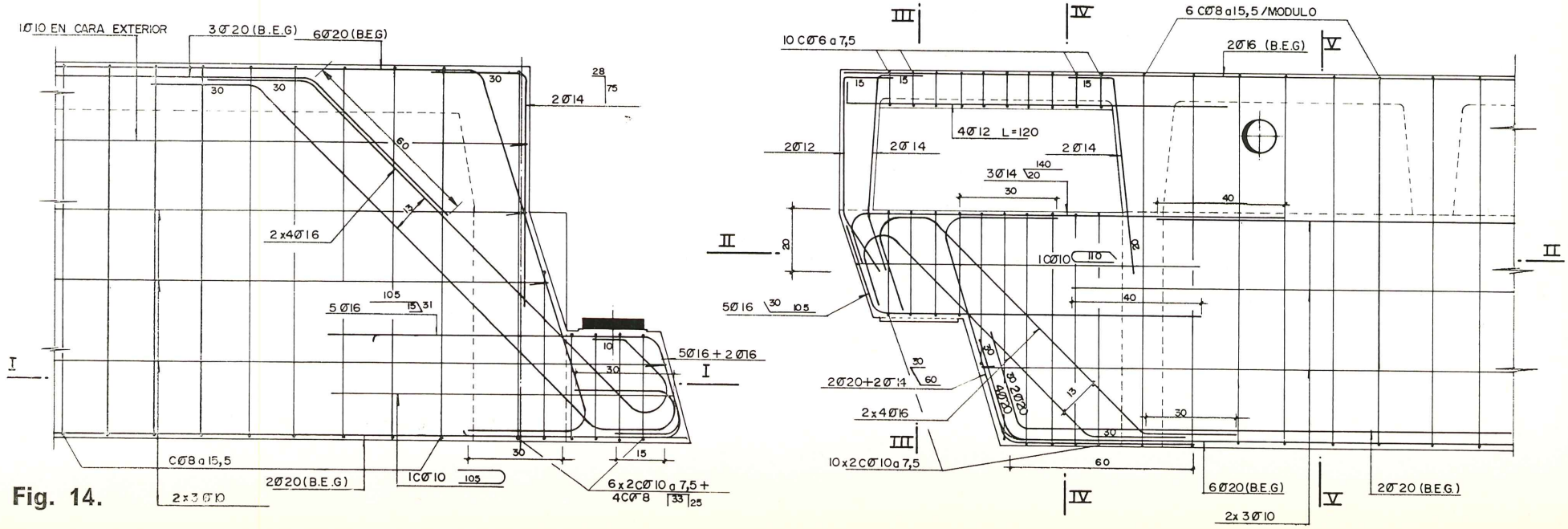


Fig. 14.

SECCION GENERAL DEL EDIFICIO

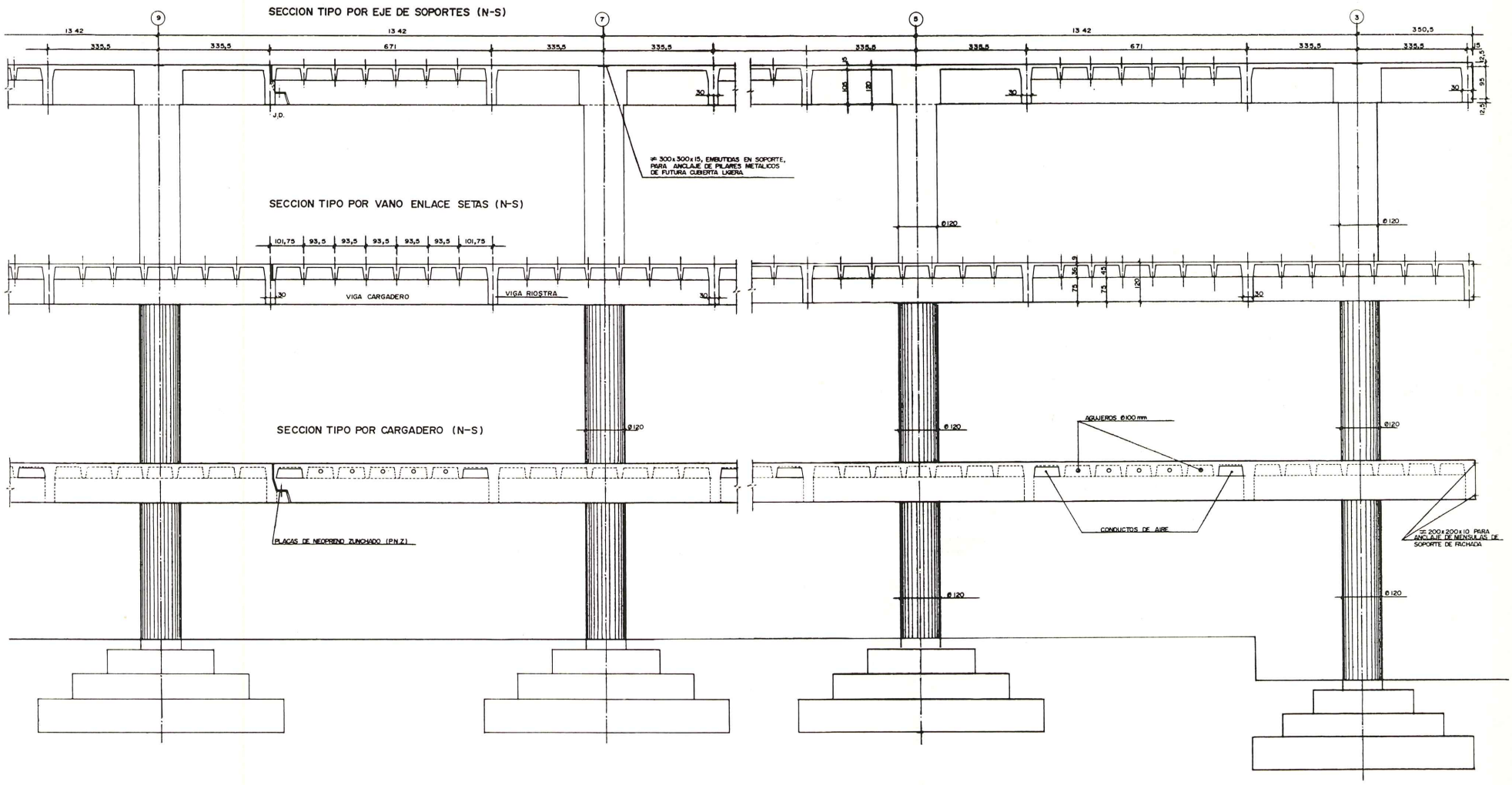


Fig. 15.

591-1-22

Algunos casos especiales de aplicación del postesado al refuerzo y consolidación de estructuras de hormigón y otras

C. BARREDO DE VALENZUELA
Dr. Ingeniero Industrial

Sr. Presidente, Sras. Sres.:

En cada una de las asambleas anteriores, traté de hacer una exposición, en los distintos temas de trabajo, de algunas obras de cada tipo en las que habíamos intervenido desde la reunión anterior.

Resultaba así que, sobre todo en alguna obra singular, coincidíamos hablando el proyectista, el constructor, a veces la propiedad y casi siempre los que representábamos al sistema de postesado empleado; con ello se agravaba la falta de tiempo que siempre hemos disfrutado en nuestras asambleas. En la última, en Sevilla, creo que realicé una carrera contra reloj difícil de superar. Por ello, esta vez me he reducido a presentar algunas cosas realizadas últimamente, que creo que nadie repetirá en esta sesión, y que estimo interesantes en ese campo de aplicación del postesado en el que somos pioneros y que se va abriendo camino paralelamente a la generalización de esta técnica en casi todo tipo de obras de hormigón.

Me refiero al refuerzo y consolidación de estructuras.

Creo que son ya más de cien los casos importantes en que hemos intervenido, y me gustaría poder comunicar la sensación interior de seguridad que se experimenta cuando al aplicar los esfuerzos precisos, en los puntos apropiados, a una unidad que presentaba un cuadro deficiente, se la ve reaccionar en la forma prevista, al menos cualitativamente.

Naturalmente, son obras que carecen de la vistosidad de un proyecto nuevo, pero tienen la complejidad del pie forzado de partida, y acuden a veces a solucionar situaciones dramáticas que se presentan en muchas ocasiones, aunque nunca sean deseadas.

Esta aplicación del pretensado, que podríamos llamar «post-post», ya que se aplican armaduras postesas a una estructura «a posteriori» de todos los estados de servicio, e incluso sobrepasados éstos, tiene la ventaja, sobre otros medios de aplicación de armaduras de refuerzo, de que no se necesitan deformaciones previas de la estructura, ni deformaciones posteriores de la misma, para conseguir la entrada en trabajo de la armadura, pudiéndose estudiar el problema como aplicación general de unos esfuerzos exteriores introducidos en ese momento.

Cuando se aborda el estudio del refuerzo de una estructura, o de un elemento, normalmente ya deformado, una de las dificultades fundamentales consiste en el establecimiento de unas hipótesis de partida sobre el estado tensional actual de los distintos puntos de esa estructura.

Generalmente suele ser útil tratar de estudiar el problema con una complejidad excesiva, cuya precisión de ajuste a la realidad sería muy dudosa, sobre todo en el caso de estructuras hiperestáticas que en algunos puntos pueden haber experimentado ya deformaciones plásticas.

Por otro lado, debe tenerse en cuenta que el encarecimiento de una solución de refuerzo no suele estar nunca en una variación porcentual de la cantidad de acero empleada, sino en la forma de colocación con todo el bagaje de preparación previa necesaria, apeos, elementos especiales de aplicación, obra de albañilería, etc.

Así se llega a la conveniencia de analizar unas hipótesis simplificadas, con la suficiente holgura conceptual, para que en ella queden englobadas las distintas situaciones extremas que, en algún grado, puedan ser consideradas como posibles al estudiar los distintos puntos de la estructura.

Y, sobre todo, hay que preguntarle a la estructura dónde y cómo le duela, porque a veces, ella misma nos contesta y nos da la respuesta.

Recuerdo a nuestro querido Eduardo Torroja, cuando, tratando de explicar la situación de equilibrio tensional en una obra determinada, se sentía tan compenetrado con la misma, que su cuerpo llegaba a retorcerse como siguiendo las deformaciones del conjunto que estaba estudiando.

Sólo con ese espíritu puede acometerse racionalmente el refuerzo de una estructura sin apeos permanentes, pues además hay que tener en cuenta que un estudio general de los estados límites últimos no es suficiente, si aplicamos los conceptos normales, pues la estructura puede romperse en forma diferente antes de alcanzarlos, debido a los estados incontrolados de tensión que encontramos ya introducidos, lo mismo que unas deformaciones anormales difíciles de valorar en muchos casos.

Contrarrestar directamente el total o parte de las cargas exteriores, y, sobre todo, las cargas permanentes, suele dar buen resultado, incluso tratando como isostáticos los diferentes elementos de una estructura hiperestática.

En esta forma, es directa la interpretación y aplicación de las componentes verticales del postesado, originadas por el desplazamiento de las armaduras y la única dificultad consiste en el análisis de la distribución de los esfuerzos horizontales que ha sido necesario aplicar.

En unidades de hormigón armado, la dificultad no suele ser demasiado grande, pues con un aprovechamiento correcto de las secciones existentes, se consigue, normalmente sin suplemento alguno, que no se sobrecargue peligrosamente ningún punto de la estructura en las distintas hipótesis extremas que podemos considerar.

En las obras que voy a exponer a continuación veremos diferentes casos con soluciones diversas, que vienen a complementar los que he presentado en otras ocasiones.

En un edificio con estructura de hormigón, que lleva en servicio más de 30 años, que ha experimentado el aumento de dos plantas nuevas hace ya 15 años, y en el que se agrietan unas vigas porque se ha querido convertir una planta en archivo, sobrepasando las cargas de proyecto, al postesar las vigas, ¿cómo se distribuyen las tensiones? Compresión de las vigas, compresión de parte de los forjados, deformación de pilares, colaboración de tabiquería, solados y, en algunos casos hasta elementos de decoración.

Inútil enfocar así el problema, contando además con que suelen ser asuntos planteados con toda urgencia.

En la figura 1, tenemos un caso, en la calle Serrano de Madrid, estudiado con el arquitecto señor Goded en el que concurrían todas esas circunstancias.

Vigas continuas, o mejor, pórticos múltiples, con ocho plantas y seis vanos por planta y enlazados transversalmente con vigas embrochaladas en distintos puntos. Después, el resto de elementos que he mencionado antes.

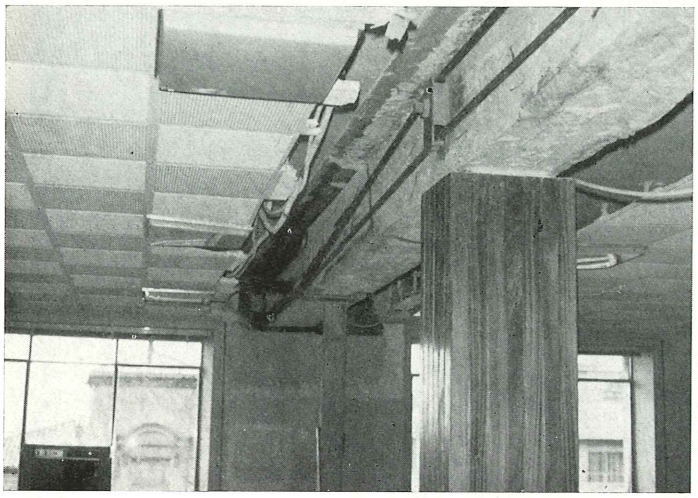


Fig. 1

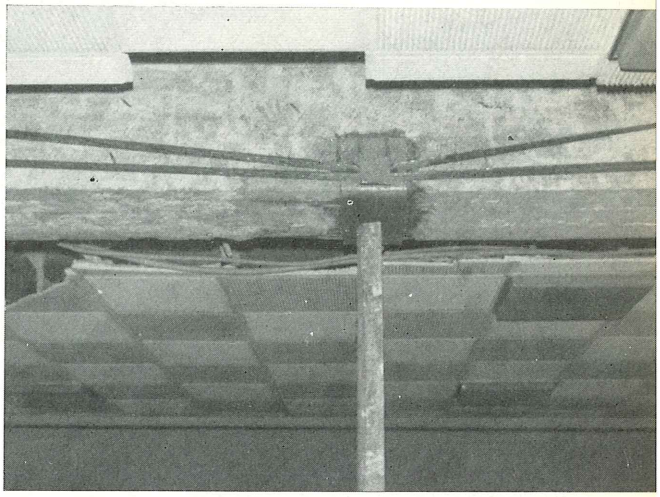


Fig. 2

En este caso, un trazado de armaduras siguiendo aproximadamente el antifunicular de las cargas permanentes y con potencia suficiente para compensarlas, dejaba libre la armadura pasiva para soportar las sobrecargas móviles de la planta.

Veamos algunos detalles del trazado.

En el centro de un vano, y bajo una carga, las armaduras pasan próximas a la fibra inferior de la viga, transmitiendo los esfuerzos mediante la pieza que se aprecia en la figura 2.

Las armaduras llevan un trazado a lo largo de la viga continua, con puntos bajos en los centros de los vanos o puntos de carga, elevándose en los pilares según las leyes de momentos.

En el extremo (fig. 3) los anclajes se colocan sobre placas apropiadas, y en los pasos por pilares se emplearon las piezas que se ven en la figura 4, llegando al otro extremo donde vuelven a aparecer las placas de anclaje, adaptadas en cada caso a las condicionantes geométricas de la zona.

En muchas ocasiones hay que taladrar algunas vigas transversales, debiéndose estudiar los puntos y distribuciones apropiados.

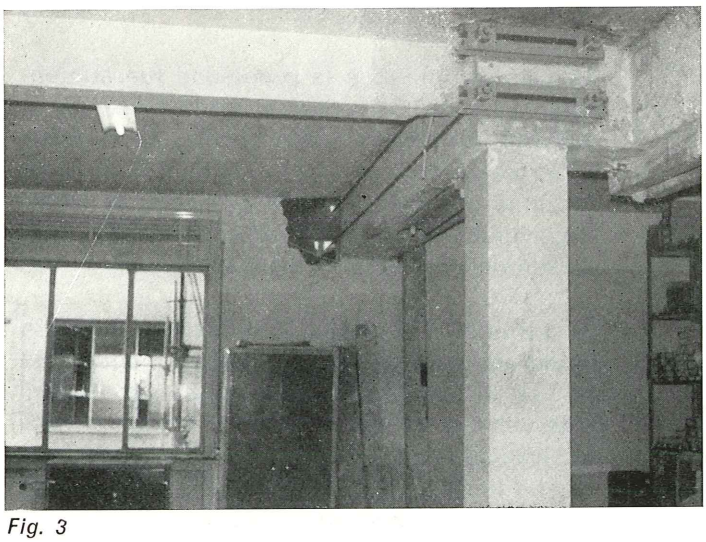


Fig. 3

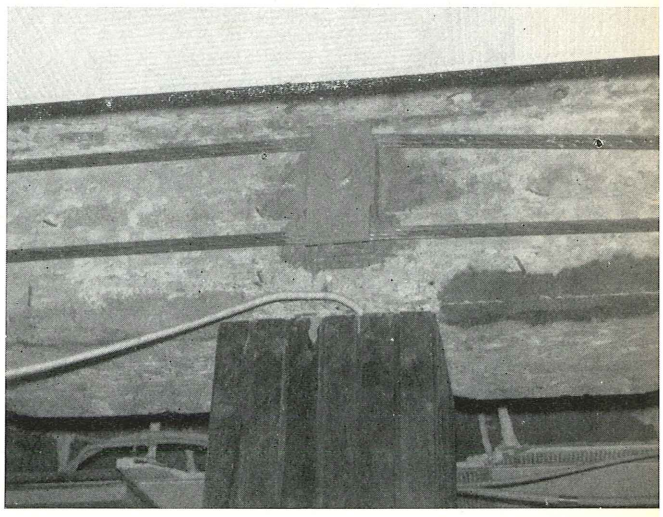


Fig. 4

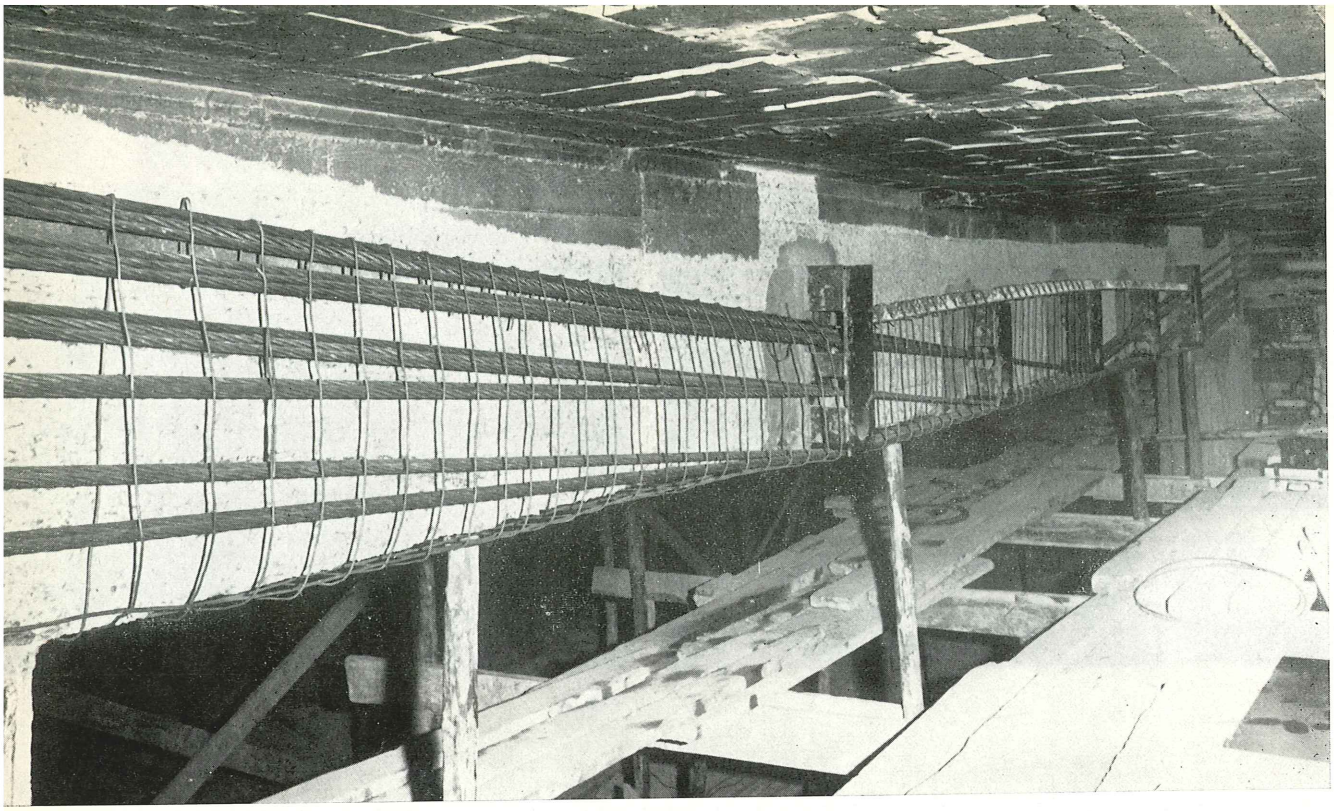


Fig. 5

En la figura 2 vemos el cielo raso que hubo que romper y que una vez repuesto ocultará prácticamente todo el refuerzo colocado.

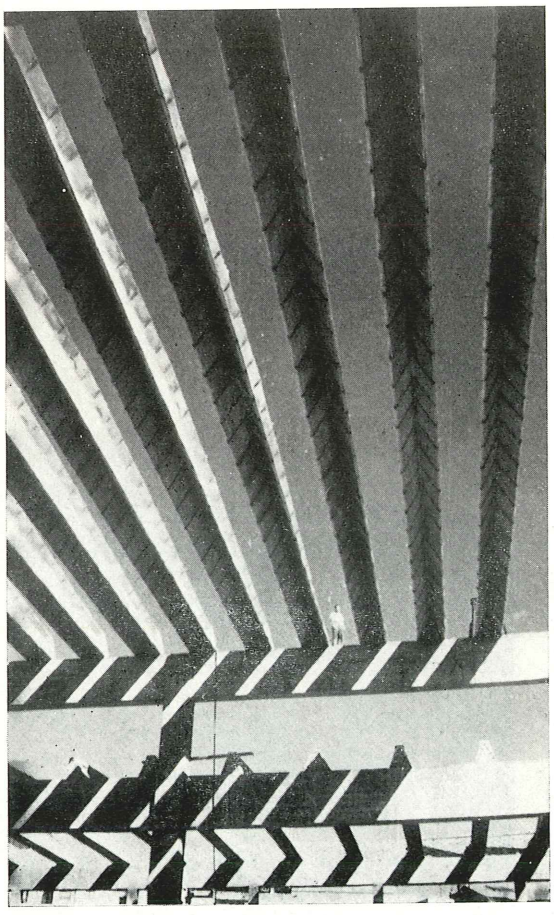


Fig. 6

En otros casos, la colocación de armaduras puede adoptar distintas soluciones. En la figura 5 vemos cómo las armaduras se van levantando en distintos puntos de una viga, para ajustarse mejor al antifunicular de las cargas, apreciándose también una armadura transversal para fijación de un recubrimiento de hormigón, y las piezas especiales para el paso de las armaduras por el centro del vano y a un cuarto de la luz.

Veamos ahora unas de las primeras vigas en Y invertida que construimos (fig. 6).

Se trataba de una cubierta ligera con luces de 28 m.

Al paso de los años la propiedad fue aumentando el peso de la carga permanente de la cubierta, buscando aislamiento, protección, impermeabilidad, etc., y colgando de las vigas distintos elementos de distribución de energía, alumbrado, acondicionamiento, etc., que no fueron previstos al principio.

Se agrietaron las vigas, y se dio una solución de atirantamiento mediante los elementos que se ven en la figura 7, que transmiten el empuje vertical de las armaduras, en los puntos de desviación, al vértice de la V invertida inferior de la sección de estas vigas, apoyándose, pues, bajo el alma de la misma.

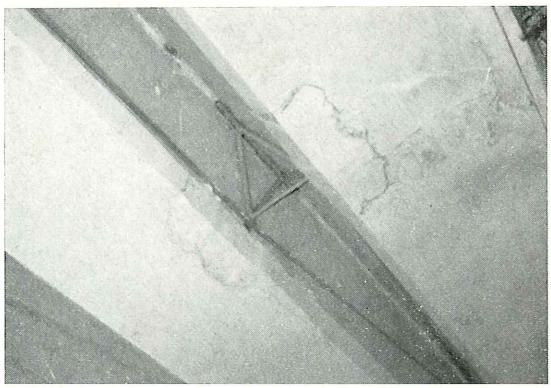


Fig. 7

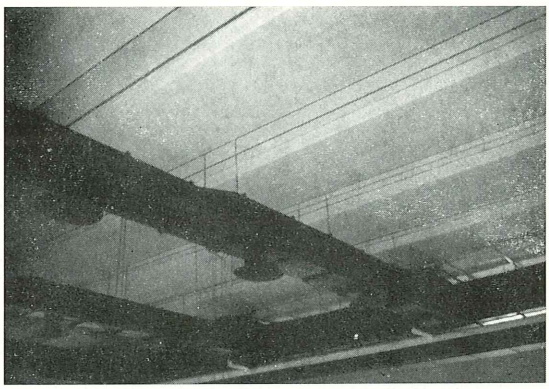


Fig. 8

Los anclajes se realizaron taladrando las piezas macizas de cabeza por debajo de la acometida de las ramas inclinadas de la sección.

En la figura 8 tenemos una vista interior después del refuerzo.

En la figura 9 les presento una cubierta laminar en la Feria del Campo de Madrid, que ha sido nuestra pesadilla durante mucho tiempo, pues hace veinte años se reforzó mediante unas armaduras provisionales dejadas a la intemperie para terminar la operación 15 días después y hasta ahora ha durado la provisionalidad de la solución, habiéndo llegado a romperse algunos alambres, por el grado de corrosión alcanzado.

Se han cambiado las armaduras, protegiéndolas con cinta asfáltica y sellando los puntos de entrada y salida a través del hormigón, que demostraron ser los más peligrosos.

A veces el tesado se reduce a templar unos elementos para evitar deformaciones.

En la figura 20 tenemos el caso de una marquesina en una estación de ferrocarril (pág. 143).

Fig. 9



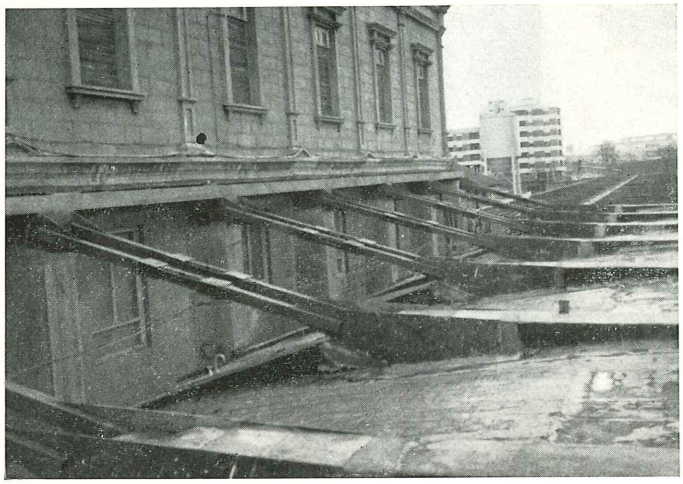


Fig. 10

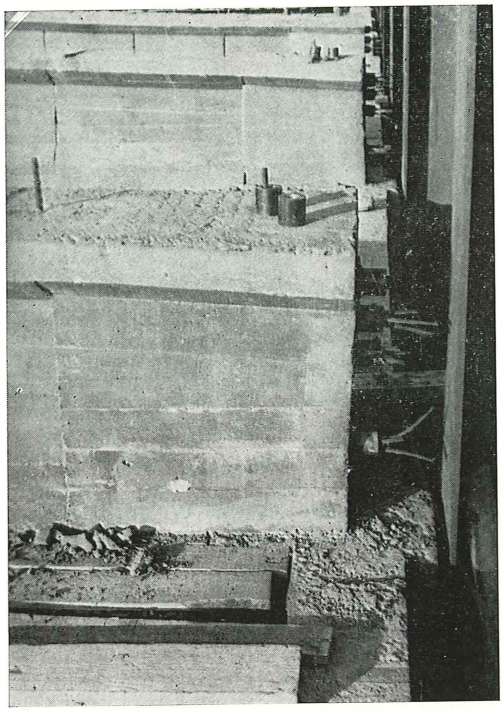


Fig. 11

Tiene un voladizo de 12 m y hubo que substituir unos tirantes de hormigón armado, prácticamente destruidos por corrosión por estos otros de acero corten (fig. 10), que disponían de tensores para anular cualquier tipo de movimiento.

Los problemas pueden surgir donde menos se espera.

En este caso (fig. 11) vemos la cabeza de una viga postesada que se ha prefabricado en la misma obra, y que al elevarla a su sitio, resulta que se había quedado corta y casi no apoyaba sobre los pilares. La urgencia que había en la puesta en servicio de la obra, no permitió más que preparar unas piezas metálicas que pegadas con resina epoxi en las extremidades de las vigas y cosidas por su mismo postesado longitudinal, las prolongase en la magnitud suficiente para realizar un apoyo correcto.



Fig. 12

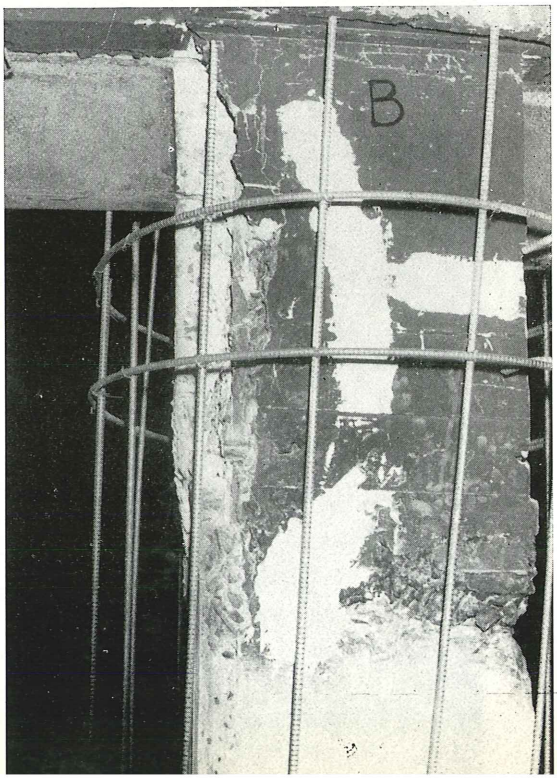


Fig. 13

Entre la resina y el postesado con armaduras inclinadas, se solucionaba fácilmente el problema del esfuerzo cortante en la unión entre el hormimón y el hierro.

Los problemas de una estructura pueden afectar, no solamente a algunas unidades, sino que pueden estar generalizados.

Los pilares pueden presentar graves dificultades, y aquí tenemos el caso de los pilares de un sótano convertido en almacén de plásticos, que fue pasto del fuego (fig. 12).

Los daños ocasionados en el hormigón de los pilares pueden apreciarse en la figura 13.

Por el tipo de estructura, con vigasmetálicas independientes, embrochaladas en los pilares de hormigón, se hacía prácticamente imposible un apeo urgente de toda la estructura, con suficiente efectividad, pues había que apear todas las plantas.

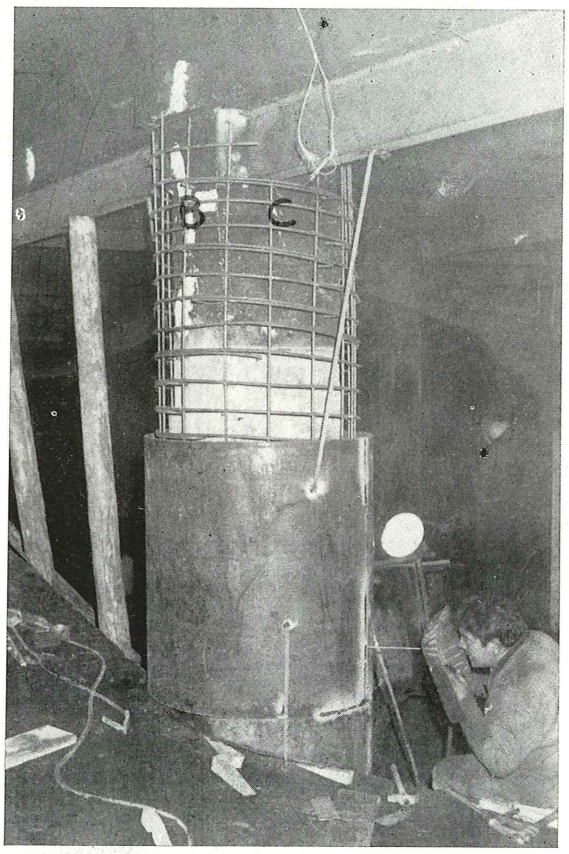


Fig. 14

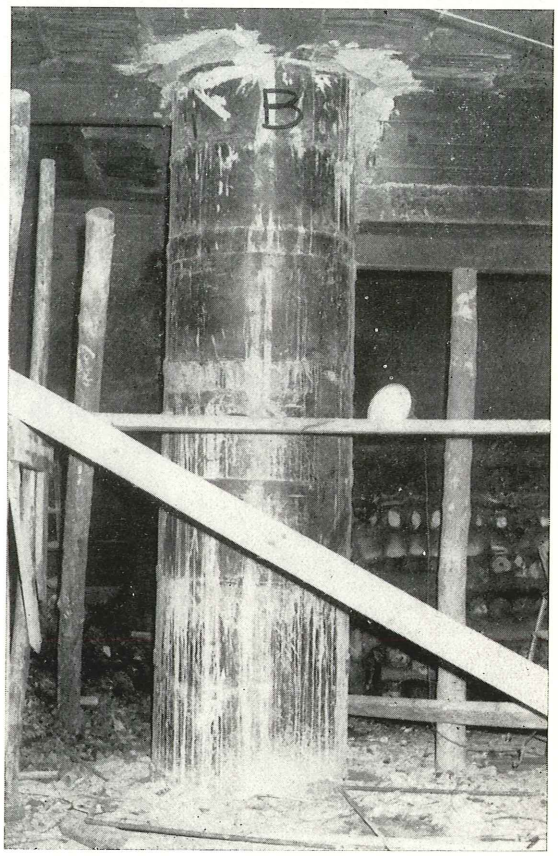


Fig. 15

Sobre la marcha, se organizó un zunchado de los pilares, figura 14, completándolo con un zunchado de chapa, soldado.

Por inyección, se rellenó el espacio entre las chapas y los pilares.

Ante el temor de algún movimiento antes de fraguar la inyección, el recubrimiento de chapa tenía capacidad para que el conjunto resistiese la carga aunque fuese considerado el relleno como un fluido, por lo que en pocas horas pudo garantizarse la seguridad de la estructura.

En la figura 15 pueden verse las camisas metálicas para los pilares, y en la 16, un detalle inferior de uno de los forjados.



Fig. 16

Aprovechando el recrecimiento de los pilares pudo organizarse un nuevo entramado y reforzar los forjados con inyección sobre dicho entramado, con lo que no hubo que desmontar la planta de portales y planta baja, para hacer la reparación.

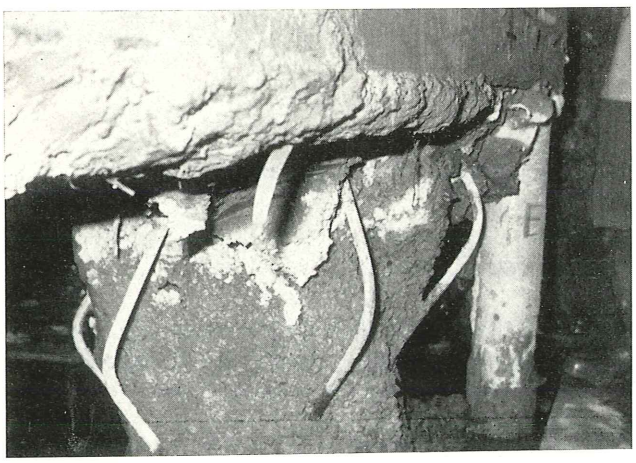


Fig. 17

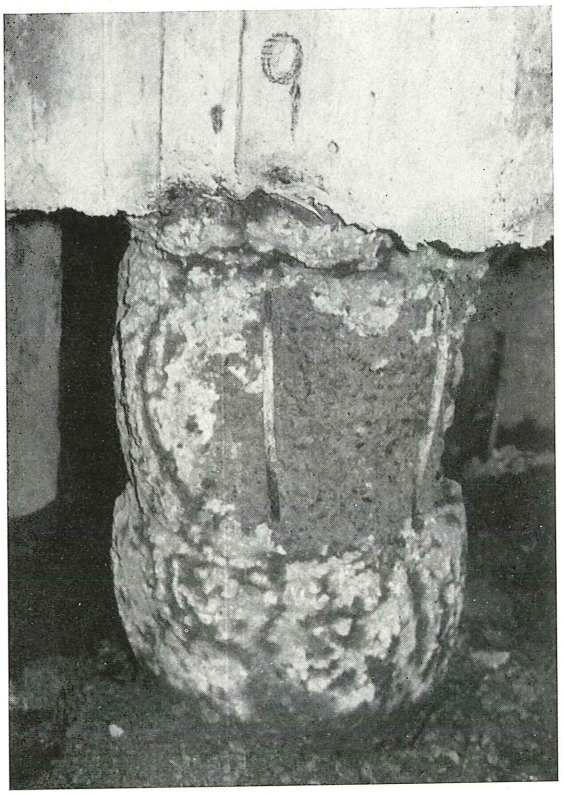


Fig. 18

Los depósitos circulares, es fácil reforzarlos, siguiendo las mismas técnicas del postesado exterior de depósitos, protegiendo después las armaduras.

Estas armaduras se anclan sobre unas pilastras exteriores, que en caso de urgencia pueden ser prefabricadas metálicas y así hemos reforzado una batería de depósitos para vino, y varios para agua con diferentes tamaños.

Respecto a cimentaciones, quiero mostrarles las siguientes:

En las figuras 17 y 18 pueden verse las cabezas de algunos pilotes y encepados de la cimentación de una torre de 15 plantas en San Sebastián.

Había que trasmitir los esfuerzos a unos micropilotes que se colocaron en la periferia de los encepados, y para ello, tras zunchar las partes más dañadas (fig. 19), se recrecieron los encepados lateral e inferiormente (figs. 20 y 21) con hormigón postesado.

La armadura postesada inferior, se colocó de forma que diese una reacción vertical suficiente, bajo el punto de carga de los pilares superiores, y realizarse la transmisión directamente sobre los micropilotes, sin necesidad de nuevas deformaciones. Dada la pequeña longitud de las armaduras, se emplearon anclajes con compensación de la penetración de cuña, para garantizar el esfuerzo introducido en cada caso.

En otra torre, creo que de 12 plantas, en Valladolid, con una cimentación por zapatas que resultaron insuficientes, hasta el punto de que la torre había descendido 1 m en el terreno (afortunadamente el descenso era vertical) para detener el movimiento y transmitir las cargas a unos pilotes que hubieron de colocarse, se empleó el artificio esquematizado en la figura 22.



Fig. 19



Fig. 20



Fig. 21

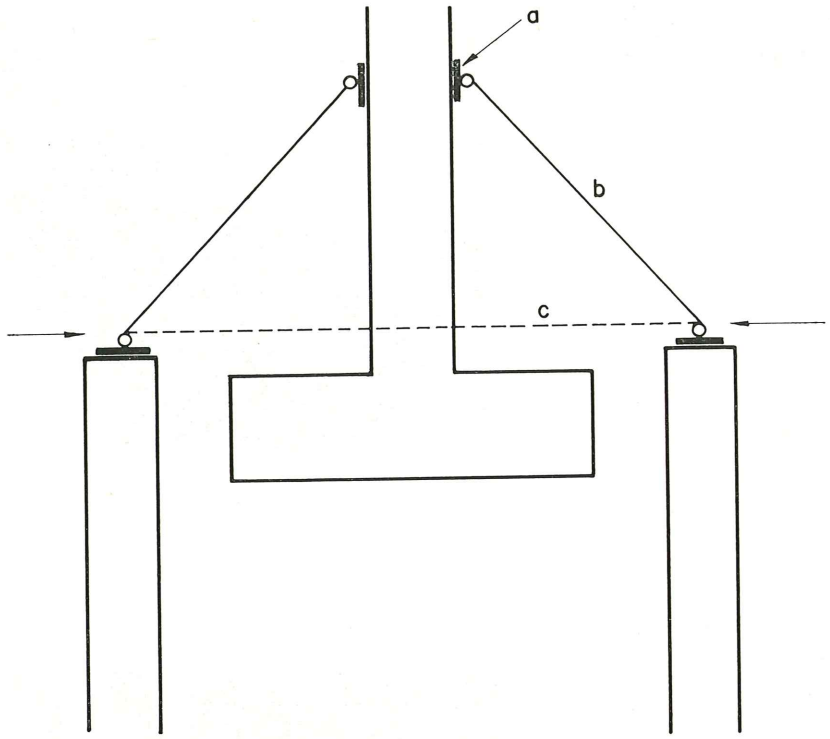


Fig. 22

Mediante resina epoxi y postesado, se fijaron a los pilares unos marcos rígidos (a) en los que se articulaban unas bielas (b) que se apoyaban sobre las cabezas de los pilotes a ambos lados de la zapata. Mediante los tensores (c) se hacía entrar en carga a los pilotes haciendo la transmisión de esfuerzos sin nuevas deformaciones. Para evitar esfuerzos horizontales, las cabezas de los pilotes estaban referidas entre sí.

Una vez alcanzada la transmisión de los esfuerzos, con el correspondiente asentamiento de los pilotes, se hormigonó el conjunto en forma de encepado.

El caso que les presento a continuación, tiene unas características diferentes. Se trata de unos bloques de edificación, en un poblado madrileño, realizados con fábrica de ladrillo (fig. 23), y cimentados con zapata corrida en un terreno arcilloso que ha tenido fuertes movimientos, originando el agrietamiento de los muros de ladrillo.



Fig. 23

Los edificios tienen una fachada delantera y otra trasera, y perpendiculares a ellas existen una serie de muros interiores de carga, también de fábrica de ladrillos.

Aprovechando la distribución de estos muros de ladrillo transversales, y colaborando con el arquitecto señor Ruiz Hervás, se ha dado una nueva solución a las cimentaciones.

Los muros de ladrillo han sido abrazados, mediante postesado, por dos vigas, cada uno, que sobresalían por las fachadas delantera y trasera para apoyarse en las cabezas de unos pilotes clavados fuera de los edificios.

Detalles de estas vigas y de su cosido a los muros, pueden verse en las figuras 24, 25 y 26.

Para estudiar el postesado transversal, de cosido a los muros, se realizaron previamente ensayos para estudiar los problemas creados por el esfuerzo cortante entre ambos materiales, y el postesado longitudinal de las vigas soportantes, se estudió de forma que no se produjesen deformaciones por la puesta en carga, sino que con la carga permanente quedasen comprimidas con tensión uniforme en toda la sección, para evitar nuevos agrietamientos. Asimismo, la sección de las vigas era diferente, en función de las cargas a soportar, y de forma que tuviesen la misma compresión unitaria para que los acortamientos fuesen iguales para todas, evitándose así distorsiones en el sentido perpendicular.

De esta forma pudo retirarse el terreno de debajo de las antiguas zapatas, sin ningún nuevo asentamiento (fig. 27).

Por último, les presento el caso de un chalet de Somosaguas (Madrid) del que tenemos una vista general en la figura 28.

Los forjados están formados por tres familias de vigas prefabricadas pretensadas.

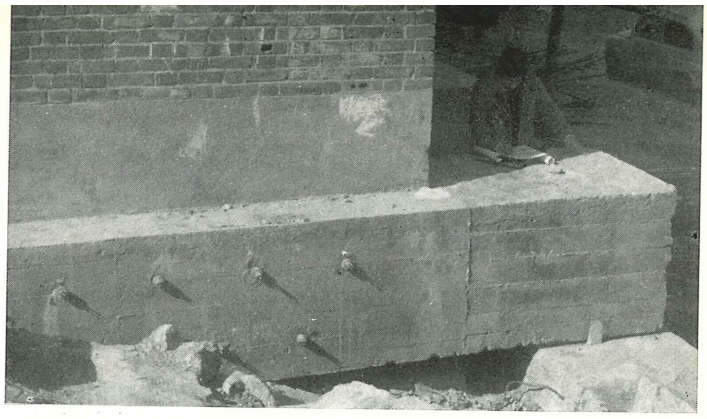


Fig. 24



Fig. 25

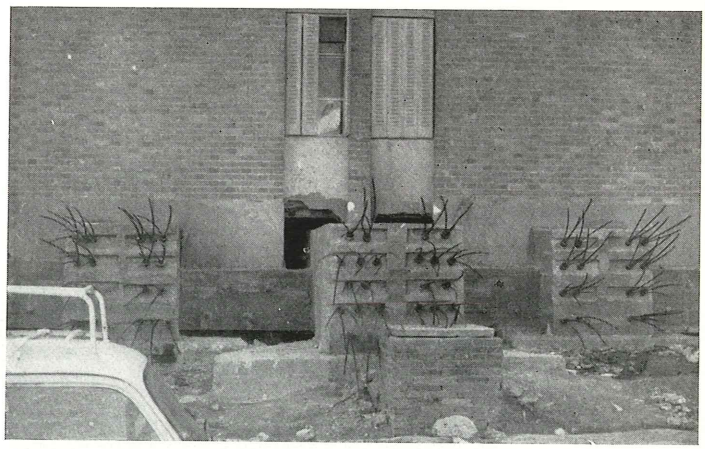


Fig. 26

Fig. 27



La primera familia, con vigas por parejas, se apoya sobre muros de piedra, presentando unos voladizos en sus extremos.

La segunda familia, normal a la primera, está también formada por parejas de vigas y se apoya sobre las anteriores, como se ve en la fotografía, presentando también voladizos en sus extremos.

La tercera familia, formada por viguetas simples, se apoya ortogonalmente sobre las parejas de vigas de la segunda familia, y constituyen el forjado de las diferentes plantas. Tienen también voladizos por el contorno de la edificación.

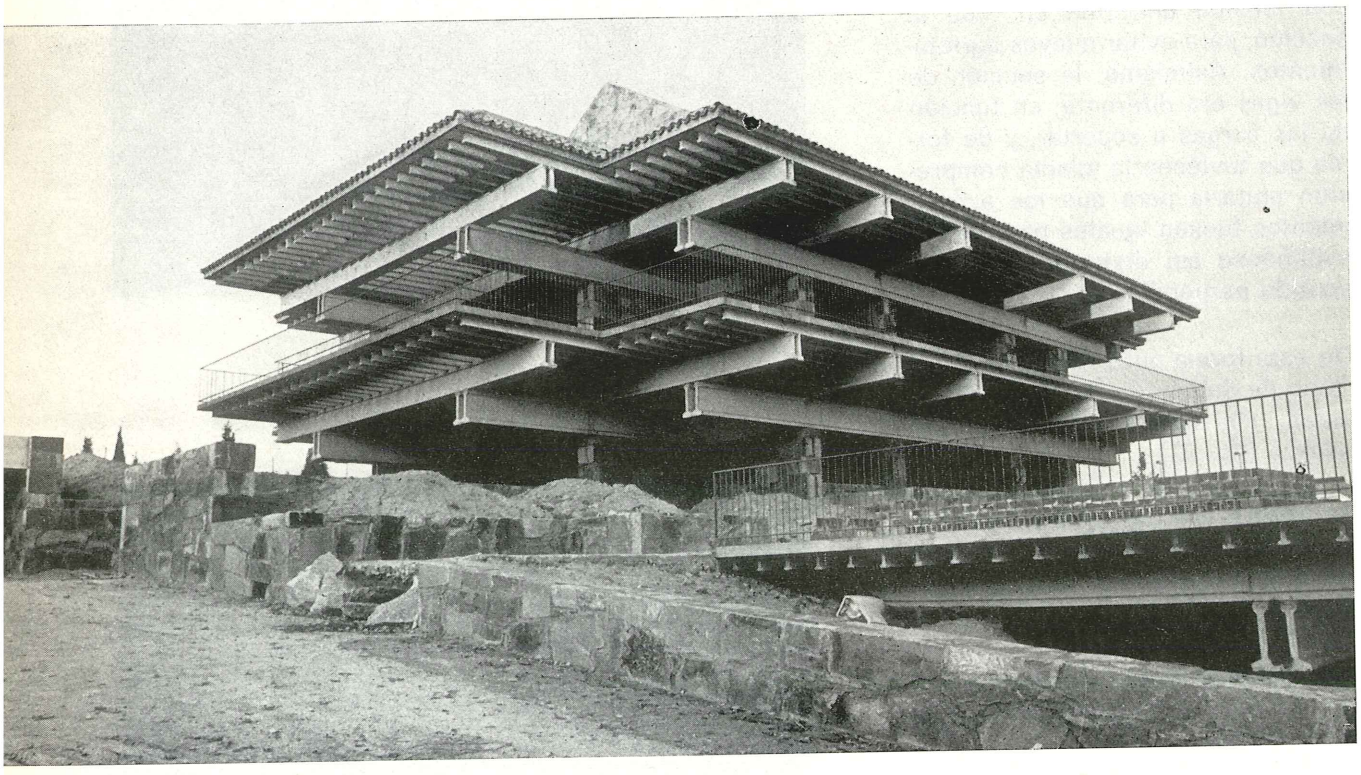
Aunque los voladizos de las vigas de las familias 1.ª y 2.ª son en cada caso de 3,5 m, resultan fuertemente sobrecargados en sus extremos por los apoyos de los voladizos de las familias superiores.

Habiendo realizado INTEMAC un estudio a fondo de la situación de los diversos elementos, se llegó a la conclusión de que las tres familias de vigas no soportaban con suficiente seguridad las cargas que figuraban en el proyecto del edificio, existiendo también problemas en los puntos de apoyo de los voladizos y en los muros de piedra estructurales.

Arbitrando diferentes soluciones se disminuyeron las cargas que gravitaban sobre las diferentes unidades, quedando escasas de todas formas, las vigas de las familias 1.ª y 2.ª así como indeterminados los muros de piedra.

Aprovechando el espacio entre las parejas de vigas, pudo realizarse el refuerzo de las mismas, rellenándolo mediante hormigón Prepak.

Las vigas de la segunda familia se reforzaron con armadura pasiva, y en las de 1.ª se empleó armadura postesada, buscando además que en las situaciones de servicio, los puntos de apoyo sobre los muros de piedra quedasen sometidos a tensiones del orden de los 100 kg/cm^2 con lo que se eliminaban los problemas en esos puntos.



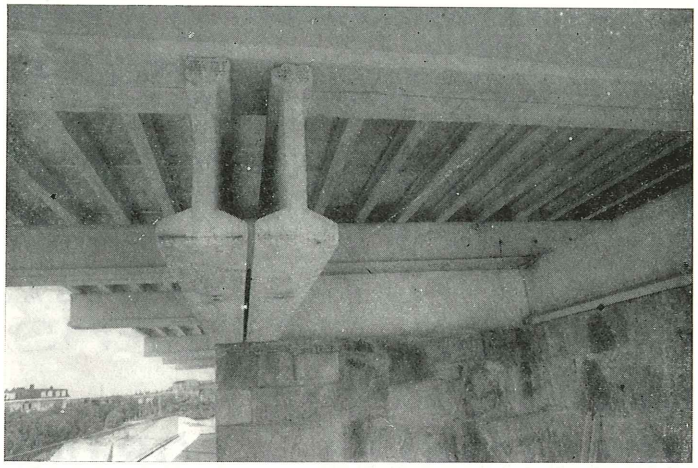


Fig. 29



Fig. 30

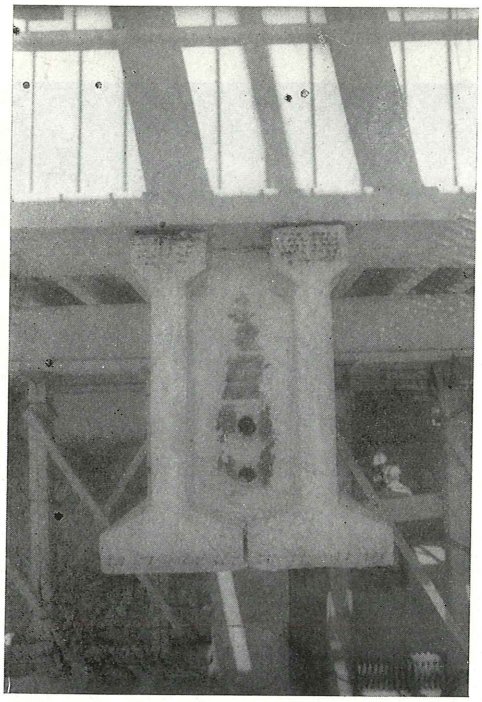


Fig. 31

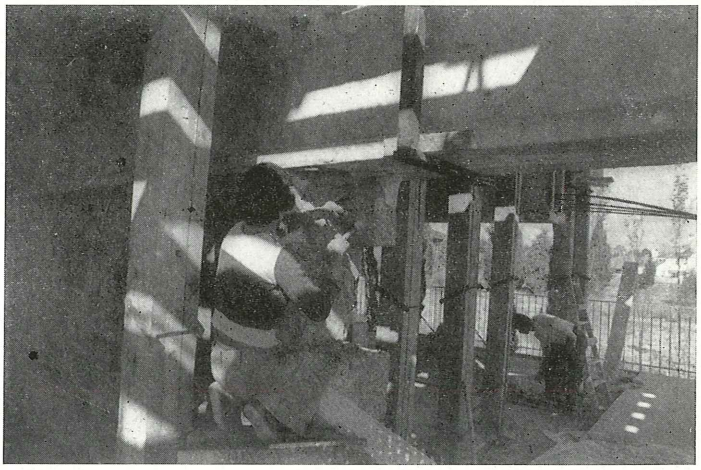


Fig. 32

Detalles de las vigas, relleno y postesado pueden verse en las figuras 29, 30 y 31.

En los muros de piedra se realizaron inyecciones de lechada que garantizaban el relleno de todos los huecos y, por tanto, el comportamiento de dichos muros.

Para realizar las operaciones y partir de un estado tensional conveniente, se apearon las vigas de la 2.ª familia poniendo en carga los puntales con unos esfuerzos determinados previamente, empleando el sistema de gatos hidráulicos que se ve en la figura 32.

Hay que resaltar que ante la inseguridad de la adherencia entre el hormigón nuevo colocado y la superficie de las vigas pretensadas prefabricadas, así como la dificultad y carestía de emplear soluciones que garantizasen esa adherencia, el refuerzo se realizó de manera que quedasen cubiertas las dos hipótesis extremas de adherencia perfecta o adherencia nula. El resultado como es lógico, ha sido plenamente satisfactorio.

Y esto es todo, señores, agradeciéndoles su atención quedo a su disposición para cuantas aclaraciones deseen.

2. DESCRIPCION DEL TIPO DE CONTROL Y DE LOS ENSAYOS REALIZADOS

Se resumen aquí las reglas de control, correspondientes únicamente a la inspección destructiva de las viguetas, establecidas en [4].

En la figura 1 se indican los tipos de ensayos normalizados, de flexión y de cortadura, y los esquemas de cargas adoptados en cada caso.

ENSAYOS NORMALIZADOS

De acuerdo con las recomendaciones VP-71

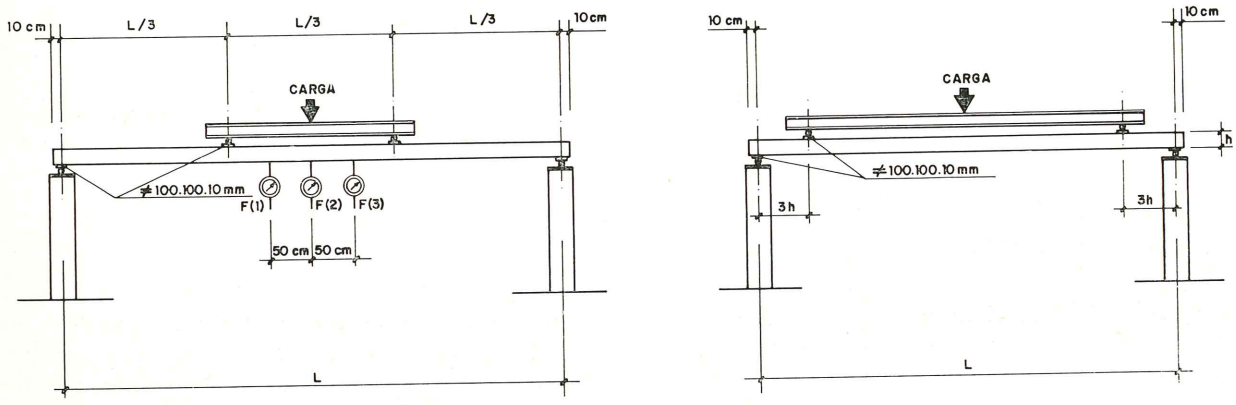


Fig. 1

ENSAYOS DE FLEXION

ENSAYOS DE CORTE

El control de las características mecánicas y resistentes se hace por defectos críticos. En la tabla 1 se resumen las condiciones experimentales que determinan en cada ensayo, los defectos críticos considerados en [4], designados C-1 a C-5, según sean las viguetas autorresistentes o semirresistentes con cabeza hormigonada.

TABLA 1. CLASIFICACION DE DEFECTOS CRITICOS SEGUN RECOMENDACIONES VP-71

Clave	Autorresistentes	Semiviguetas con cabeza hormigonada
C-1	$\Delta\, a > 0{,}20^3\, L$ ó $\Delta\, a > L/300$	—
C-2	$M_{cr}\,(0{,}1) < 1{,}2\, M_u$	
C-3	$M_r < 1{,}8\, M_u$	
C-4	$M_r < 1{,}2\, M_{cr}\,(0{,}1)$	$M_r < 1{,}3\, M_{cr}\,(0{,}1)$
C-5	$Q_r < 1{,}8\, Q_u$	$Q_r < 1{,}8\, Q$ (*)
		$Q_r < 2{,}2\, Q$ (**)

(*) Si la semivigueta puede resistir por sí sola el esfuerzo cortante. Si la semivigueta tiene conectadores debidamente dimensionados.

(**) Casos restantes.

El control es doble de acuerdo con el plan de muestreo dado en la tabla 2, según el cual se determina igualmente el resultado favorable o desfavorable de la inspección destructiva del lote examinado.

TABLA 2. PLAN DE MUESTREO DE LA INSPECCION DESTRUCTIVA SEGUN RECOMENDACIONES VP-71

Tamaño de lote N.º	Muestra	Tamaño de la muestra n_1 n_2 n_1+n_2	Número de unidades defectuosas POR DEFECTOS CRITICOS	
			Resultado favorable	Resultado desfavorable
150	Primero	3	0	2
	Segunda	3		
	Acumulada	6	1	2
150-500	Primera	5	0	2
	Segunda	5		
	Acumulada	10	1	2
500-3200	Primera	8	0	3
	Segunda	8		
	Acumulada	16	3	4
3200-3500	Primera	13	1	4
	Segunda	13		
	Acumulada	26	4	5
35000	Primera	20	2	5
	Segunda	20		
	Acumulada	40	6	7

3. RESULTADOS DE ENSAYOS

En este apartado se incluyen únicamente los resultados de los ensayos de flexión que serán objeto de análisis probabilístico.

En lo que sigue, de acuerdo con los datos experimentales disponibles, adoptaremos para M_{cr} el valor M_{cr} (0,10), correspondiente a espesores de fisuras de 0,10 mm, valor éste que fue el único controlado en todos los ensayos.

3.1. Viguetas autorresistentes

Los resultados de los ensayos de flexión de las viguetas autorresistentes son representados en el diagrama correspondiente a la figura 2. Estos ensayos corresponden a la totalidad de las viguetas examinadas e incluyen lotes de 22 fabricantes diferentes.

En este diagrama, para cada vigueta ensayada, se representa en abscisas la relación M_r/M_u y en ordenadas la relación M_{cr}/M_u. Estas relaciones son variables desde 1,8 y desde 1,2, valores éstos que corresponden, según la tabla 1, a las condiciones límites de los defectos críticos C-2 y C-3.

En el mismo diagrama se representan las rectas correspondientes a los valores de las relaciones M_r/M_{cr} de 1,2 y 1,3, dados en la tabla 1 como las condiciones límites para los defectos críticos C-4 en viguetas autorresistentes y semirresistentes respectivamente.

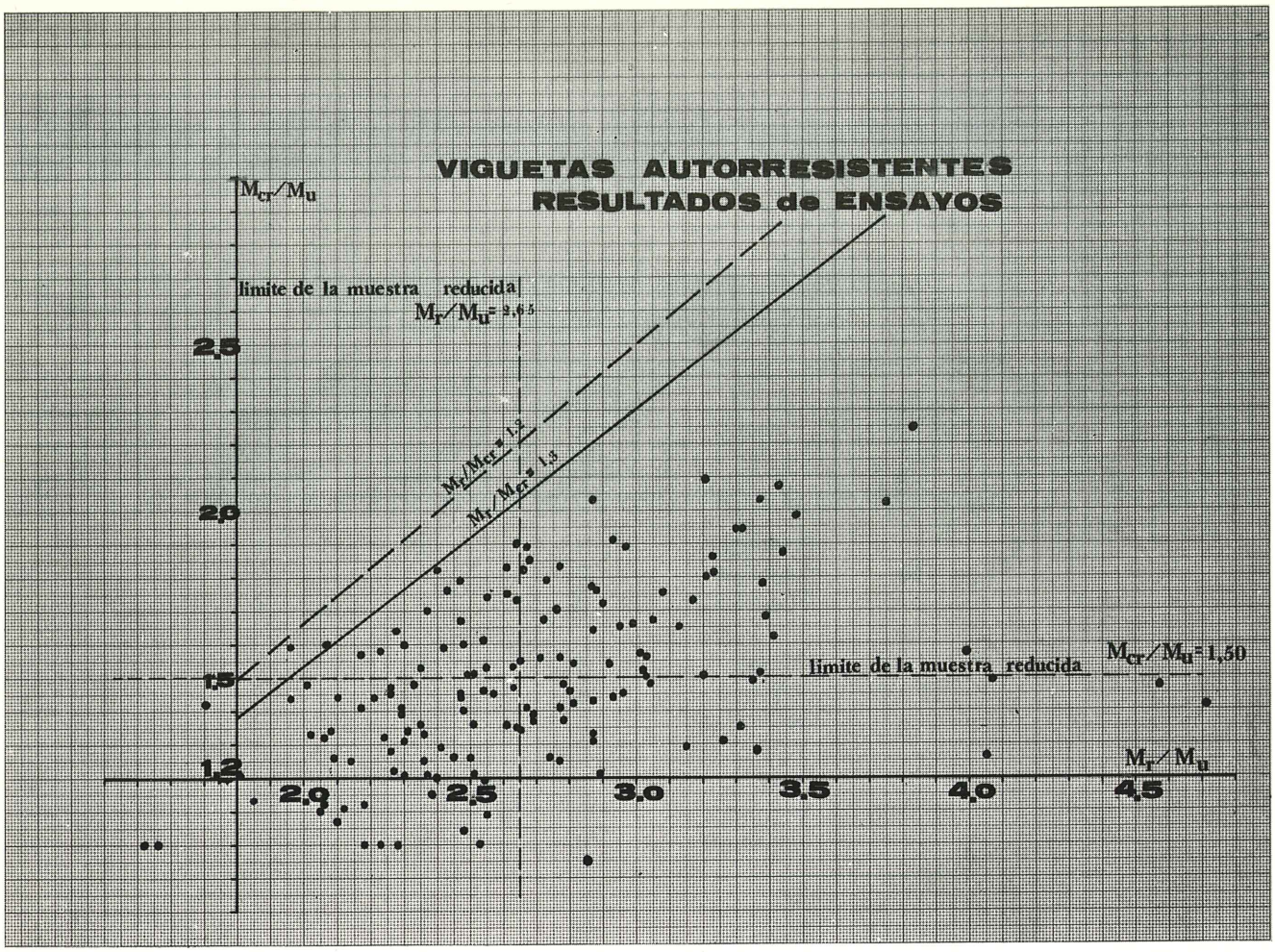
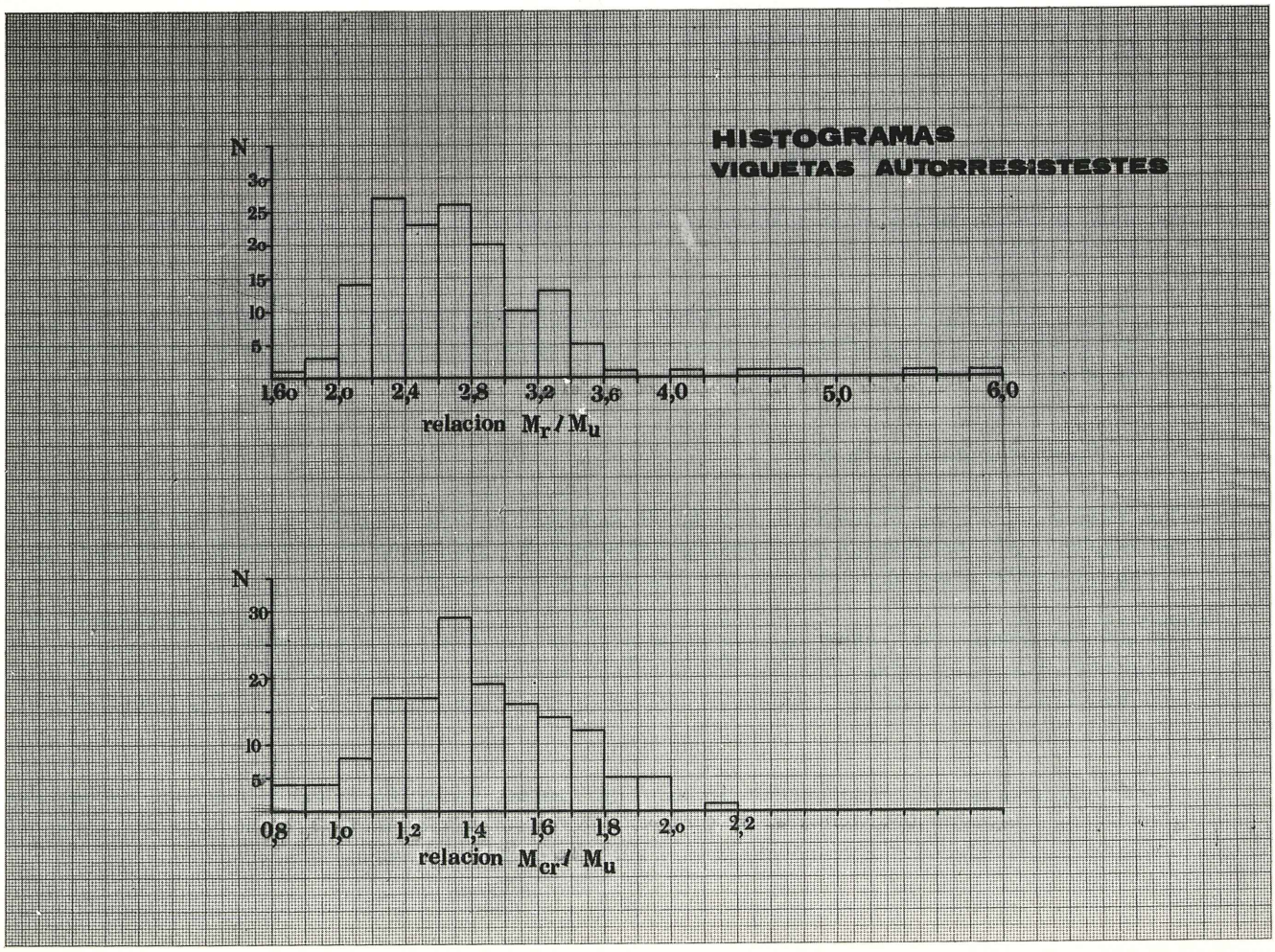

VIGUETAS AUTORRESISTENTES
RESULTADOS de ENSAYOS
M_{cr}/M_u
limite de la muestra reducida
M_r/M_u= 2,65
M_r/M_{cr} = 1,3
M_r/M_{cr} = 1,5
2,5
2,0
1,5
1,2
limite de la muestra reducida
M_{cr}/M_u=1,50
M_r/M_u
2,0
2,5
3,0
3,5
4,0
4,5

Fig. 2

Fig. 3


HISTOGRAMAS
VIGUETAS AUTORRESISTESTES
N
30
25
20
15
10
5
1,60
2,0
2,4
2,8
3,2
3,6
4,0
5,0
6,0
relacion M_r/M_u
N
30
20
10
5
0,8
1,0
1,2
1,4
1,6
1,8
2,0
2,2
relacion M_{cr}/M_u

Para aquellas viguetas, cuyos resultados de ensayos son representados en el diagrama por puntos contenidos en la región limitada por las direcciones positivas de los ejes de coordenadas y por la recta correspondiente a una de las relaciones M_r/M_{cr} indicadas, resulta según la tabla 1 que la inspección destructiva es satisfactoria. Contrariamente para las viguetas representadas por puntos no contenidos en la región anterior la inspección destructiva será no satisfactoria por corresponder al caso de uno o más defectos críticos.

En el mismo diagrama de la figura 2 se han representado las regiones correspondientes a las muestras reducidas, que serán luego consideradas en el análisis probabilístico, según ciertos valores límites superiores de las relaciones M_r/M_u y M_{cr}/M_u.

En la figura 3 se dan los histogramas correspondientes a las relaciones M_r/M_u y M_{cr}/M_u de las viguetas autorresistentes ensayadas.

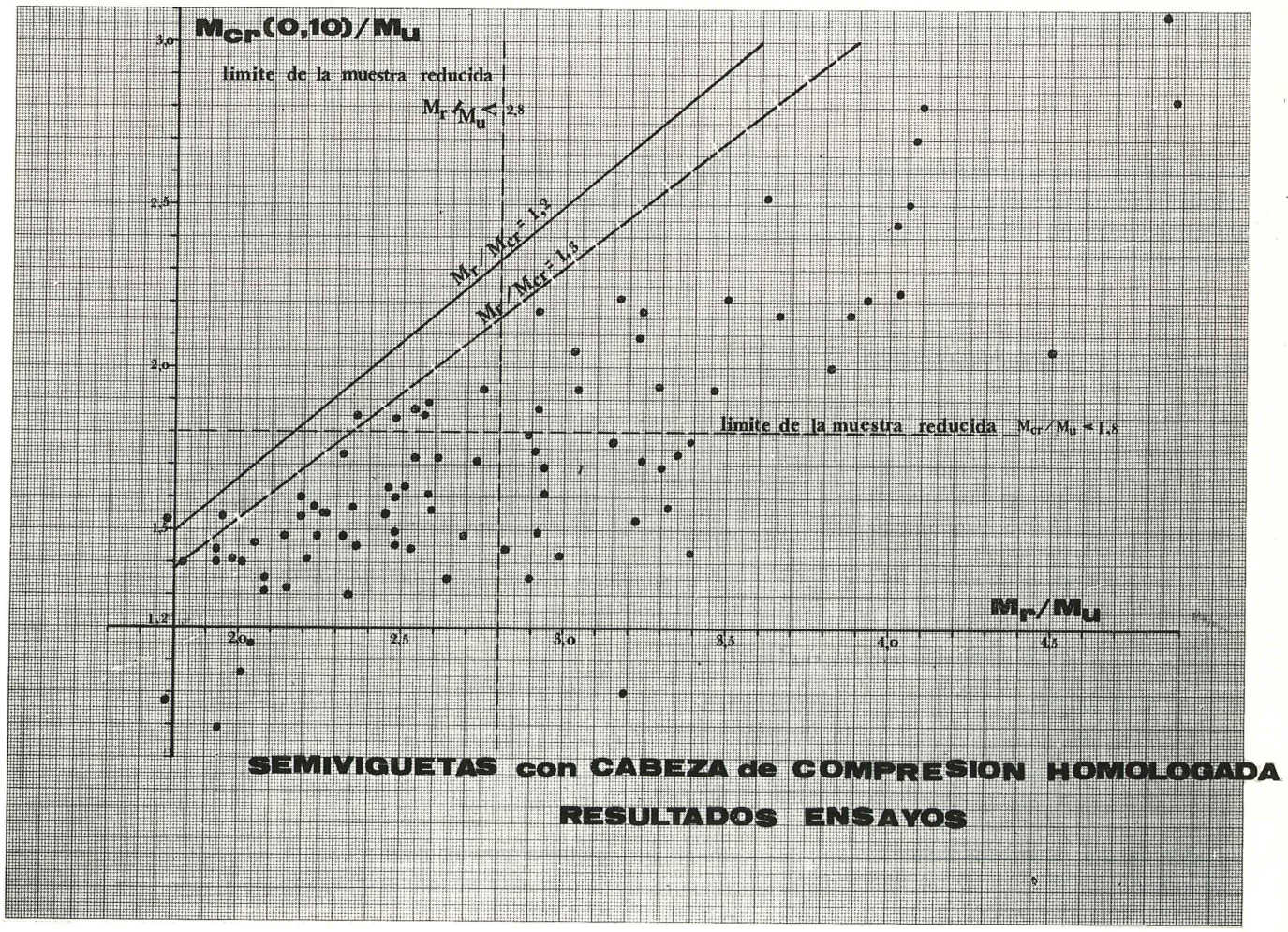
Obsérvese, de acuerdo con las figuras 2 y 3, que en muchos casos se alcanzan valores de las relaciones M_r/M_u y M_{cr}/M_u considerablemente elevados.

3.2. **Viguetas semirresistentes**

En el diagrama representado por la figura 4 se dan los resultados de los ensayos de flexión de las semiviguetas con cabeza de comprensión homologada según [4]. Estos ensayos corresponden análogamente a la totalidad de las semiviguetas examinadas e incluyen lotes de 16 fabricantes diferentes.

De igual forma que en la figura 2 se representan las regiones correspondientes a las muestras reducidas consideradas en el análisis probabilístico, según valores límites superiores de las relaciones M_r/M_u y M_{cr}/M_u.

Fig. 4



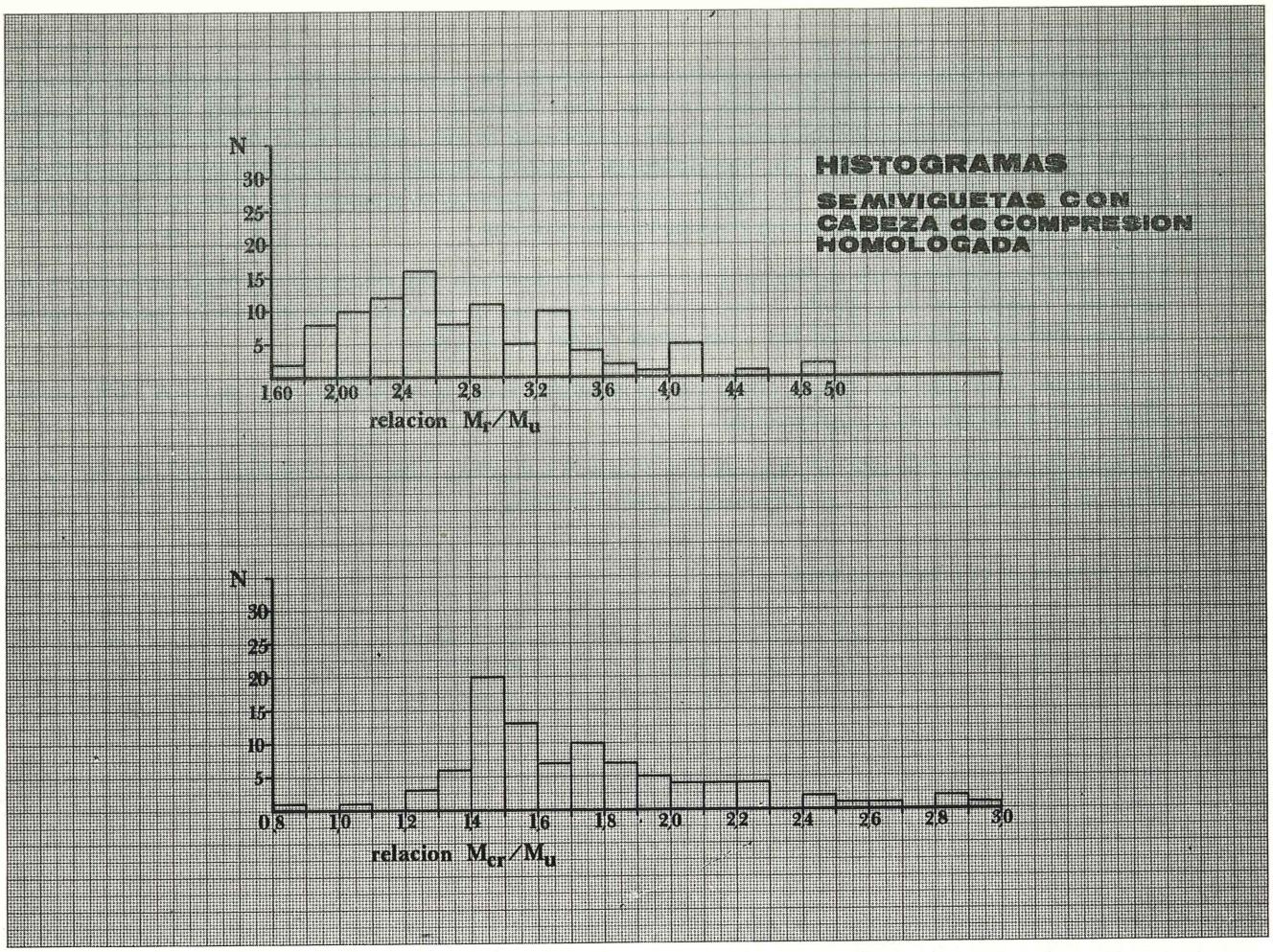


Fig. 5

En la figura 5 se dan los histogramas correspondientes a las relaciones M_r/M_u y M_{cr}/M_u de las viguetas semirresistentes ensayadas. Obsérvese análogamente el caso de las viguetas autorresistentes que en muchas viguetas las relaciones M_r/M_u y M_{cr}/M_u alcanzan valores considerablemente altos.

4. ANALISIS PROBABILISTICO

4.1. Viguetas autorresistentes

En la figura 6 se ha construido el gráfico o diagrama de probabilidad de las relaciones M_r/M_u y M_{cr}/M_u a partir de los resultados de ensayo de la muestra total de la población examinada correspondiente a 152 viguetas pertenecientes a 22 fabricantes o lotes.

En ordenadas se representa, en la figura 6, la variable z que designa los valores de las relaciones M_r/M_u y M_{cr}/M_u obtenidas experimentalmente.

En abscisas y en el eje inferior se representan:

- Los valores de $F(z)$ correspondientes a las probabilidades de obtener un valor de las relaciones M_r/M_u o M_{cr}/M_u igual o inferior a z, en escala doblemente logarítmica;
- la variable Y reducida calculada de modo que la representación de una función de distribución de Gumbell tipo I de mínimos [3] sea un diagrama lineal.

En abscisas y en el eje superior se representan los valores de los períodos de retorno correspondientes, para cada Z, al número medio de viguetas que deben ser ensayadas para obtener un valor de la relación M_r/M_u o M_{cr}/M_u, igual o inferior a z.

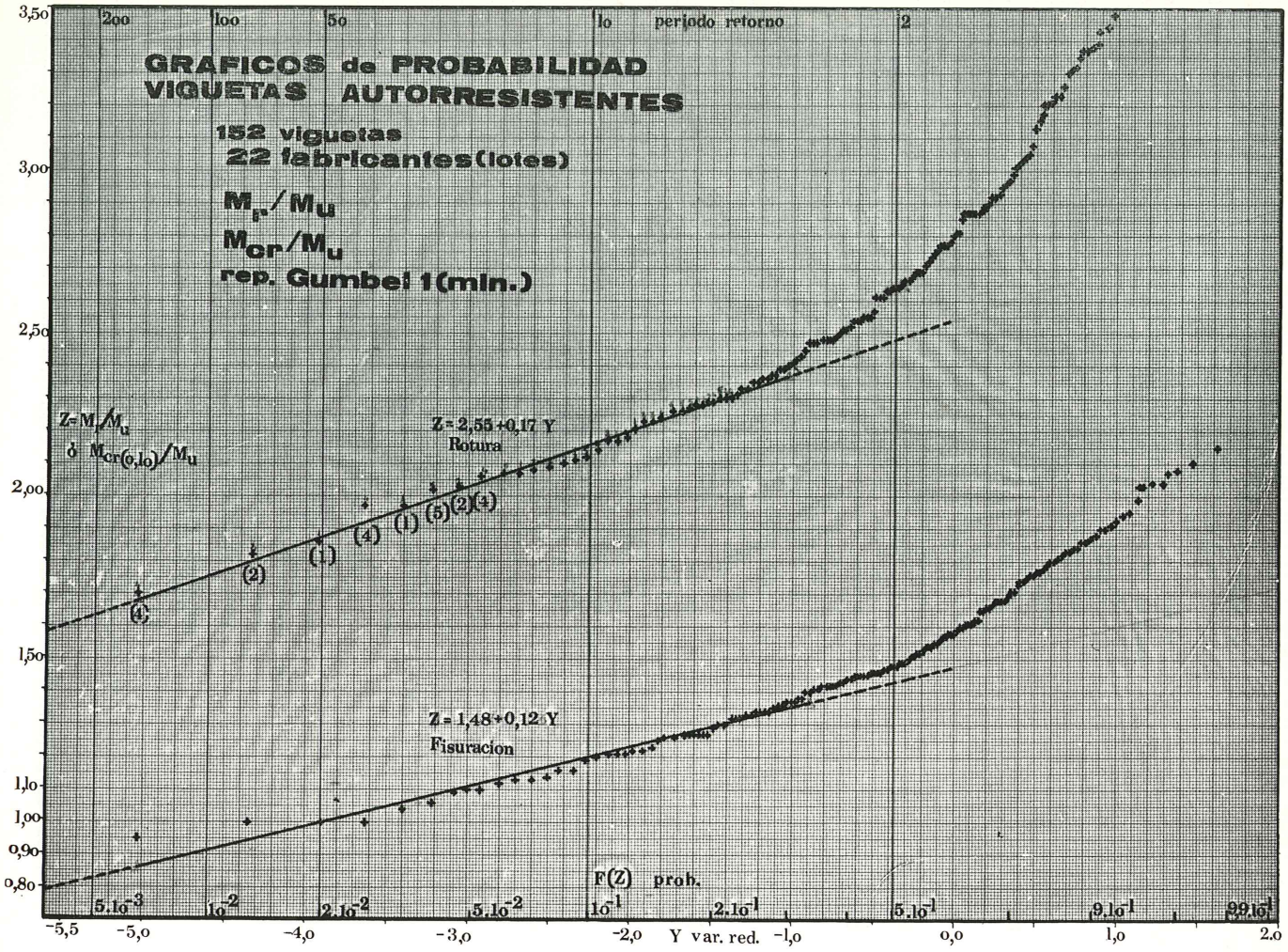


Fig. 6

En la misma figura 6 se dibujan las rectas a las cuales se ajustan las colas inferiores de las funciones de distribución $F(z)$ de las relaciones de rotura M_r/M_u, y de fisuración M_{cr}/M_u de la muestra real.

El ajuste es bueno y puede admitirse que las colas inferiores de las funciones de distribución de las relaciones M_r/M_u y M_{cr}/M_u corresponden a funciones de extremos de Gumbell tipo I de mínimos.

Los valores más altos de las relaciones M_r/M_u y M_{cr}/M_u no son representativos; debe admitirse la posibilidad de que sean corregidos modificando el fabricante los parámetros de utilización M_u.

Por ello conviene extender el análisis probabilístico que determina la seguridad de ruina o de fisuración a una muestra reducida de la población examinada. Se adopta el criterio de limitar la muestra reducida al 50 % de los valores más bajos de los resultados totales para cada relación M_r/M_u o M_{cr}/M_u, la cual corresponde, prácticamente, al límite superior del ajuste lineal en la función de distribución de la muestra total.

La figura 7 corresponde al diagrama de probabilidad de la muestra reducida.

Análogamente al caso de la muestra total se representa la recta de ajuste a la función de distribución. Se concluye a la vista de la bondad del ajuste que para la muestra reducida las funciones de distribución de las relaciones M_r/M_u y M_{cr}/M_u son funciones de extremos de Gumbell tipo I de mínimos.

En la misma figura 8 se indican conjuntamente las funciones de extremos obtenidas para la muestra real y para la muestra reducida, la primera correspondiente a la cola inferior de la distribución y la segunda a la distribución total. En la misma figura se dan las funciones de extremos obtenidas del análisis de las relaciones de rotura M_r/M_u y de las relaciones de fisuración M_{cr}/M_u.

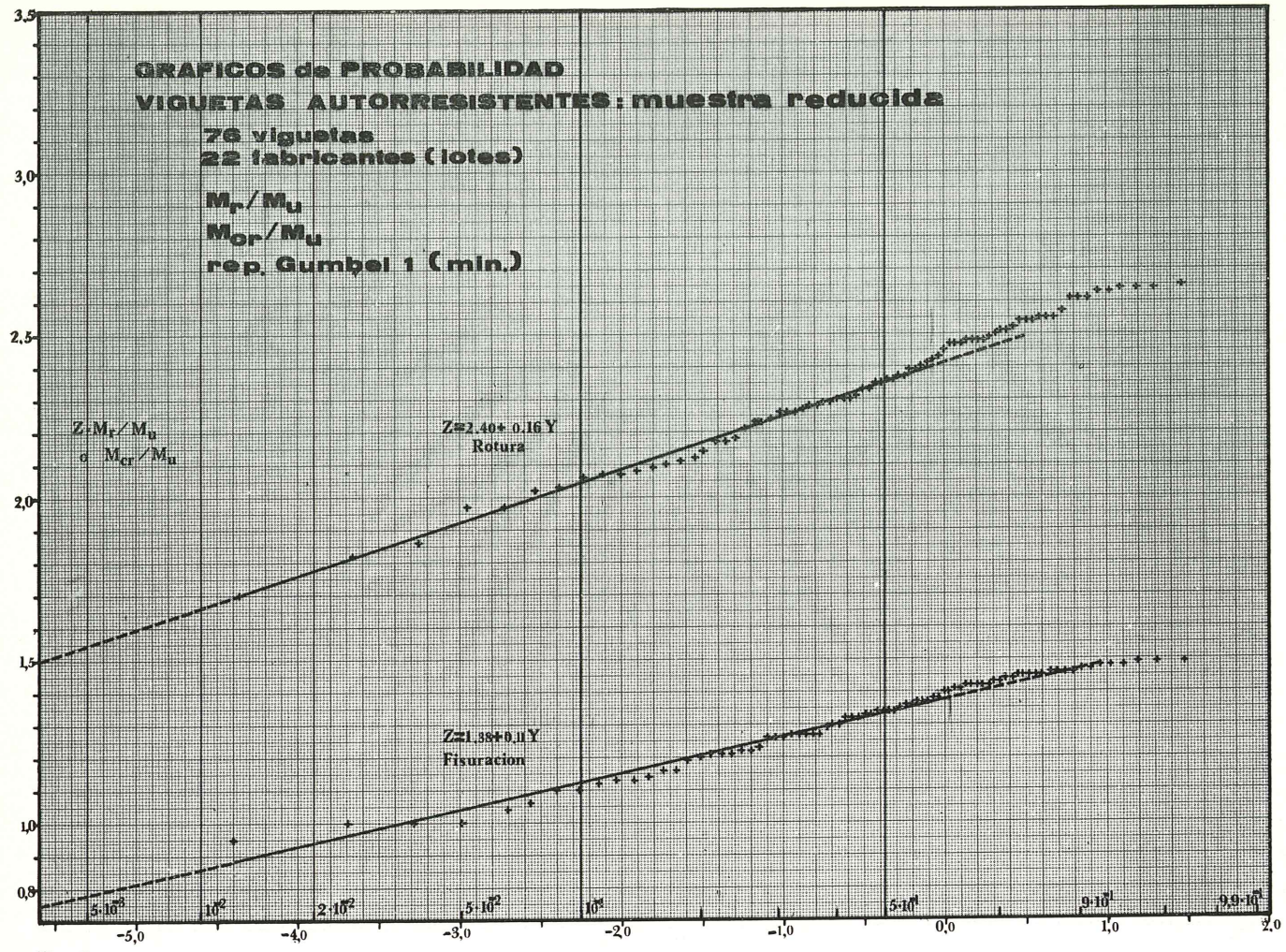


Fig. 7

En la figura 8, se indican los parámetros que caracterizan en cada caso la distribución de extremos, como son el valor medio z y el coeficiente de variación c_z, y los cuantiles de probabilidad 5 ‰ utilizados usualmente como referencia en la determinación de la seguridad.

4.2. **Viguetas semirresistentes**

La figura 9 corresponde al diagrama de probabilidad de las relaciones M_r/M_u y M_{cr}/M_u obtenido a partir de los resultados de ensayo de la muestra total de la población de viguetas semirresistentes con cabeza de compresión homologada perteneciente a 16 fabricantes o lotes.

Análogamente se dibujan las rectas a las cuales se ajustan las colas inferiores de las funciones de distribución $F(z)$ de las relaciones de rotura M_r/M_u y de fisuración M_{cr}/M_u de la muestra real.

La figura 10 corresponde al diagrama de probabilidad de la muestra reducida. Análogamente se representan las rectas de ajuste a las partes inferiores de la función de distribución. El ajuste es bueno en la relación M_{cr}/M_u de fisuración y alcanza prácticamente a la totalidad de la muestra reducida. En el caso de la relación M_r/M_u el ajuste alcanza a la cola inferior de la mues tra reducida.

Se concluye, pues, que tanto para las muestras reales como reducidas las colas inferiores de las distribuciones de las relaciones M_r/M_u y M_{cr}/M_u son funciones de extremos de Gumbell tipo I de mínimos.

En la figura 11 se indican las funciones de extremos obtenidas para las muestras real y reducida calculadas del análisis de las relaciones de rotura M_r/M_u y de las relaciones de fisuración M_{cr}/M_u.

En la misma figura se indican los parámetros que caracterizan las funciones de extremos indicadas, valor medio y coeficiente de variación, y los cuantiles de probabilidad 5 ‰.

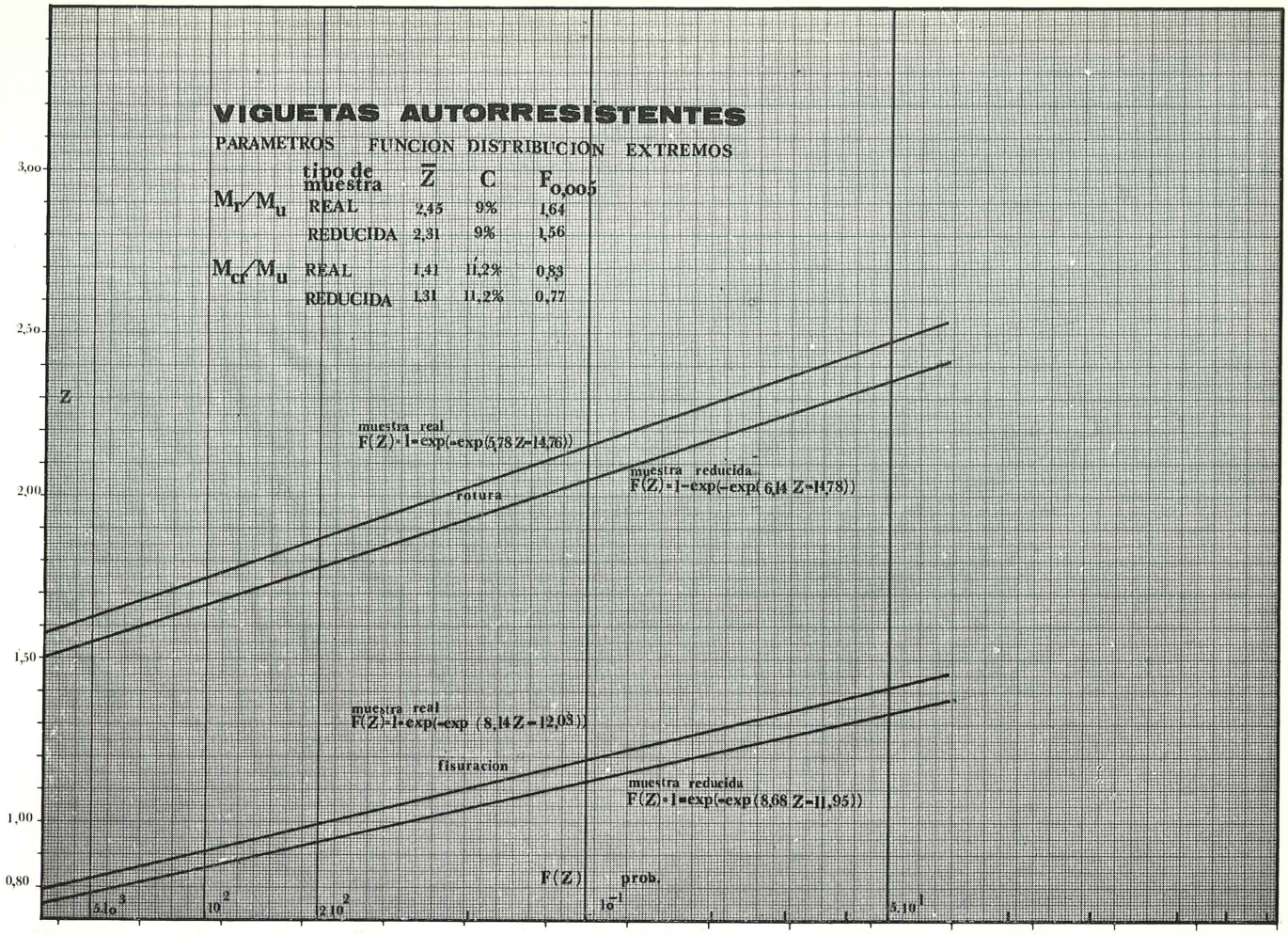
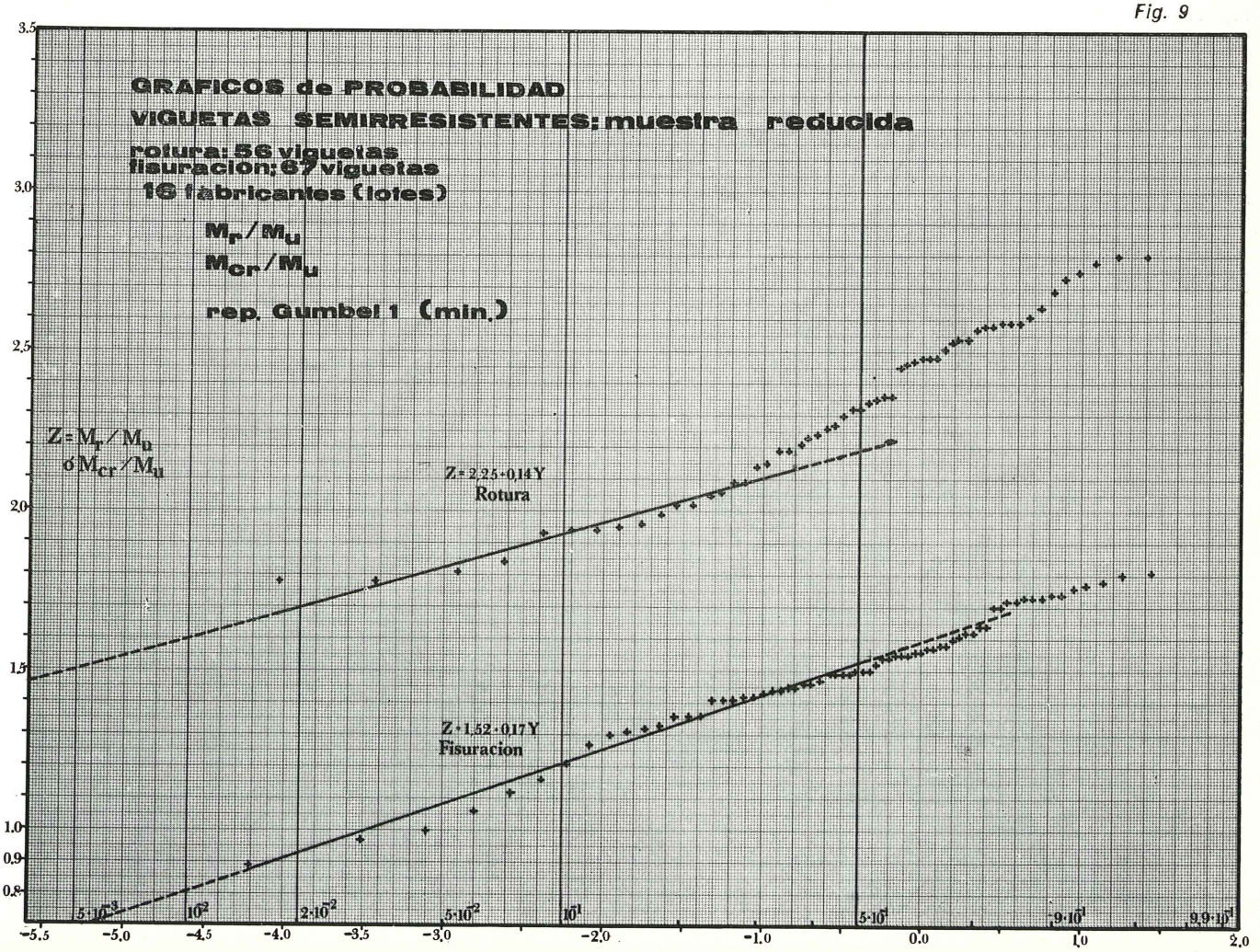

VIGUETAS AUTORRESISTENTES
PARAMETROS FUNCION DISTRIBUCION EXTREMOS
tipo de muestra
$\bar{Z}$
C
$F_{0,005}$
M_r/M_u REAL 2,45 9% 1,64
REDUCIDA 2,31 9% 1,56
M_{cr}/M_u REAL 1,41 11,2% 0,83
REDUCIDA 1,31 11,2% 0,77
Z
muestra real
F(Z)=1-exp(-exp(5,78 Z-14,76))
rotura
muestra reducida
F(Z)=1-exp(-exp(6,14 Z-14,78))
muestra real
F(Z)=1-exp(-exp (8,14 Z-12,03))
fisuracion
muestra reducida
F(Z)=1-exp(-exp(8,68 Z-11,95))
F(Z) prob.
3,00
2,50
2,00
1,50
1,00
0,80

Fig. 8

Fig. 9


GRAFICOS de PROBABILIDAD
VIGUETAS SEMIRRESISTENTES: muestra reducida
rotura: 56 viguetas
fisuracion: 67 viguetas
16 fabricantes (lotes)
M_r/M_u
M_{cr}/M_u
rep. Gumbel 1 (min.)
$Z=M_r/M_u$ ó M_{cr}/M_u
Z = 2,25 + 0,14 Y
Rotura
Z = 1,52 + 0,17 Y
Fisuracion
3.5
3.0
2.5
2.0
1.5
1.0
0.9
0.8
−5.5
−5.0
−4.5
−4.0
−3.5
−3.0
−2.0
−1.0
0.0
1.0
2.0

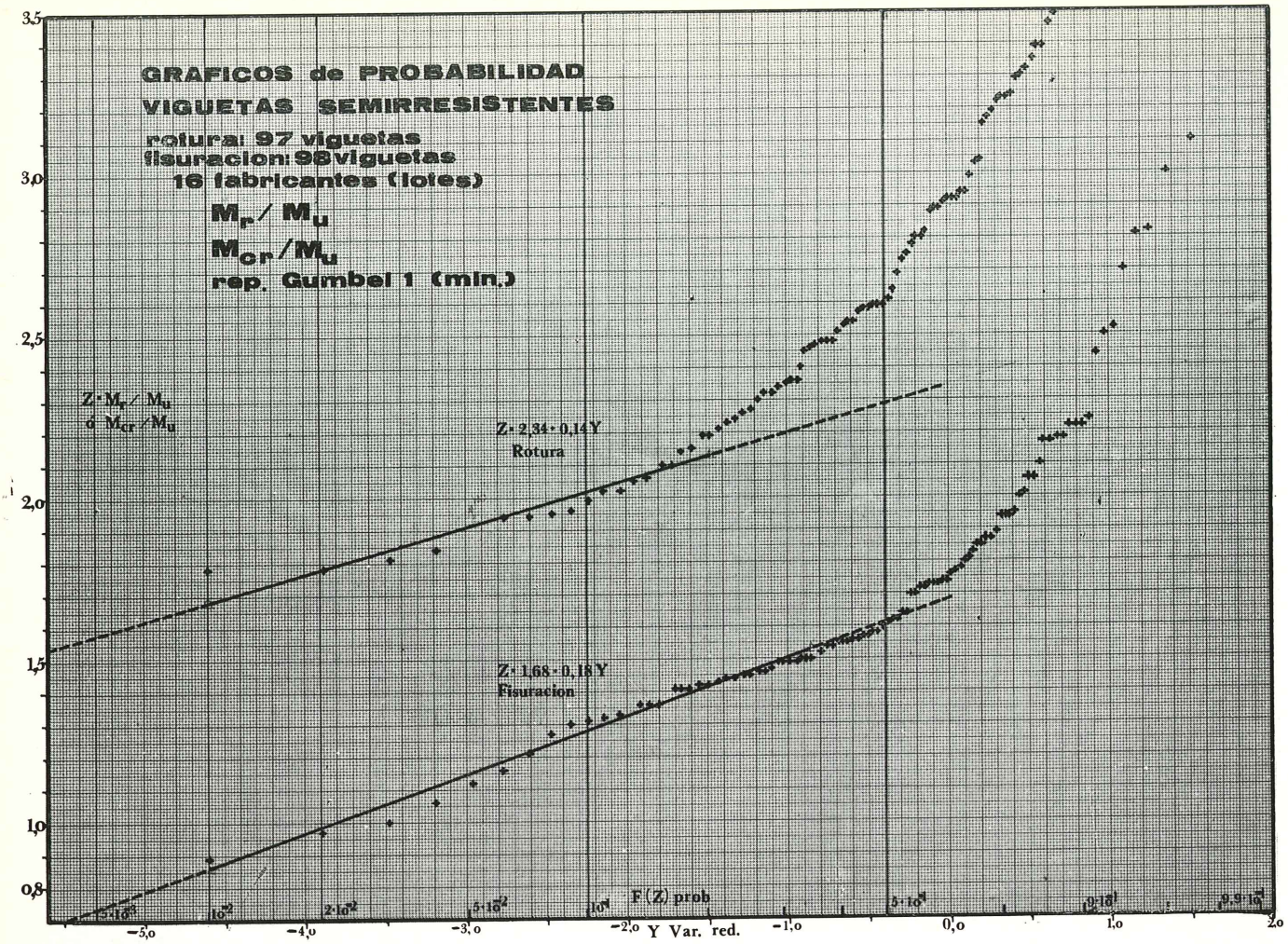
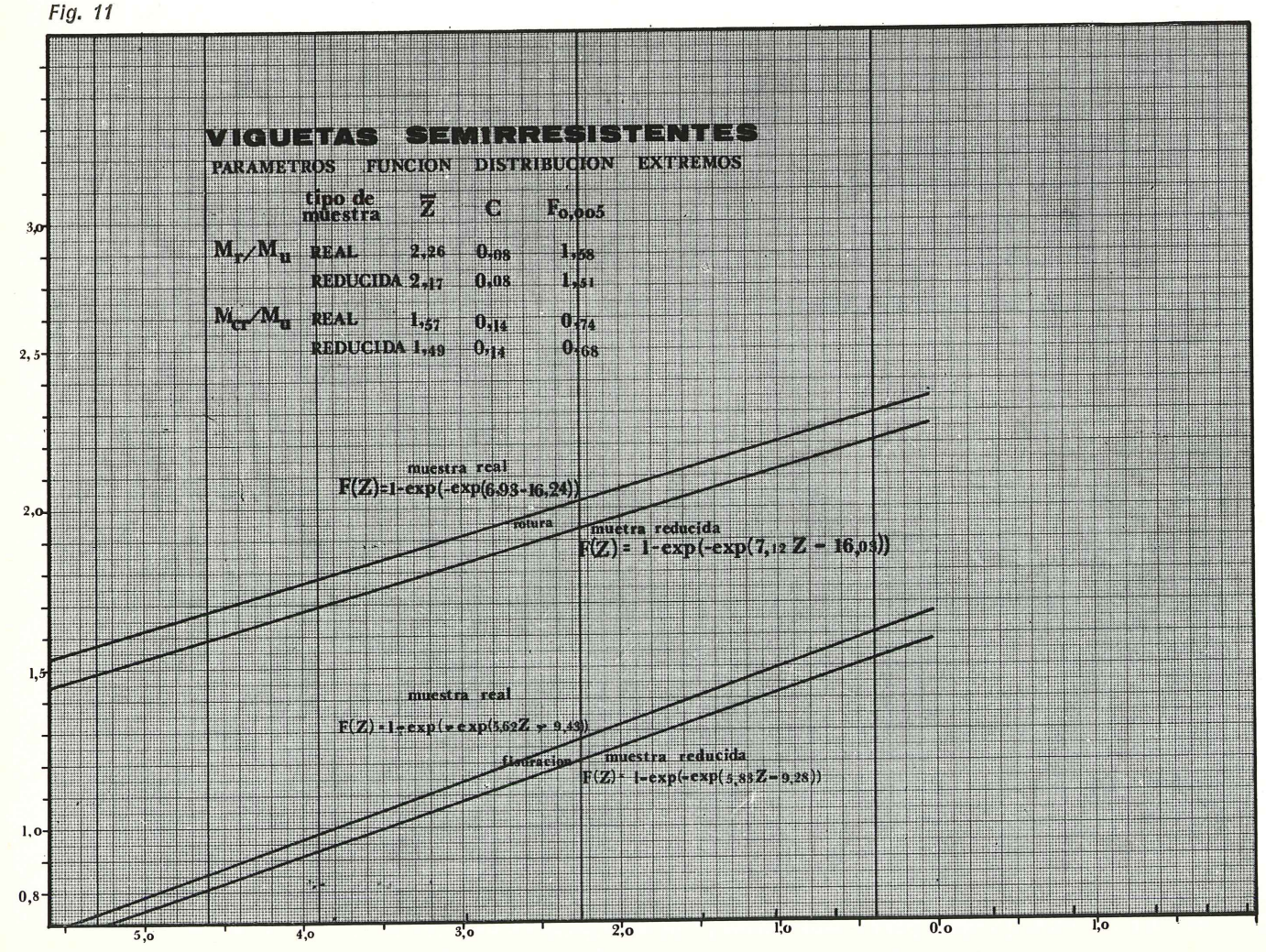

GRAFICOS de PROBABILIDAD
VIGUETAS SEMIRRESISTENTES
rotura: 97 viguetas
fisuracion: 98 viguetas
16 fabricantes (lotes)
M_r / M_u
M_{cr} / M_u
rep. Gumbel 1 (min.)
Z = M_r / M_u
o M_{cr} / M_u
Z = 2,34 + 0,14 Y
Rotura
Z = 1,68 + 0,18 Y
Fisuracion
F (Z) prob
Y Var. red.

Fig. 10

Fig. 11


VIGUETAS SEMIRRESISTENTES
PARAMETROS FUNCION DISTRIBUCION EXTREMOS
tipo de muestra
$\bar{Z}$
C
$F_{0,005}$
M_r/M_u REAL 2,26 0,08 1,58
REDUCIDA 2,17 0,08 1,51
M_{cr}/M_u REAL 1,57 0,14 0,74
REDUCIDA 1,49 0,14 0,68
muestra real
F(Z)=1-exp(-exp(6,93-16,24))
rotura
muestra reducida
F(Z) = 1-exp(-exp(7,12 Z - 16,03))
muestra real
F(Z) = 1-exp(-exp(5,62Z - 9,49))
fisuracion
muestra reducida
F(Z) = 1-exp(-exp(5,85Z-9,28))

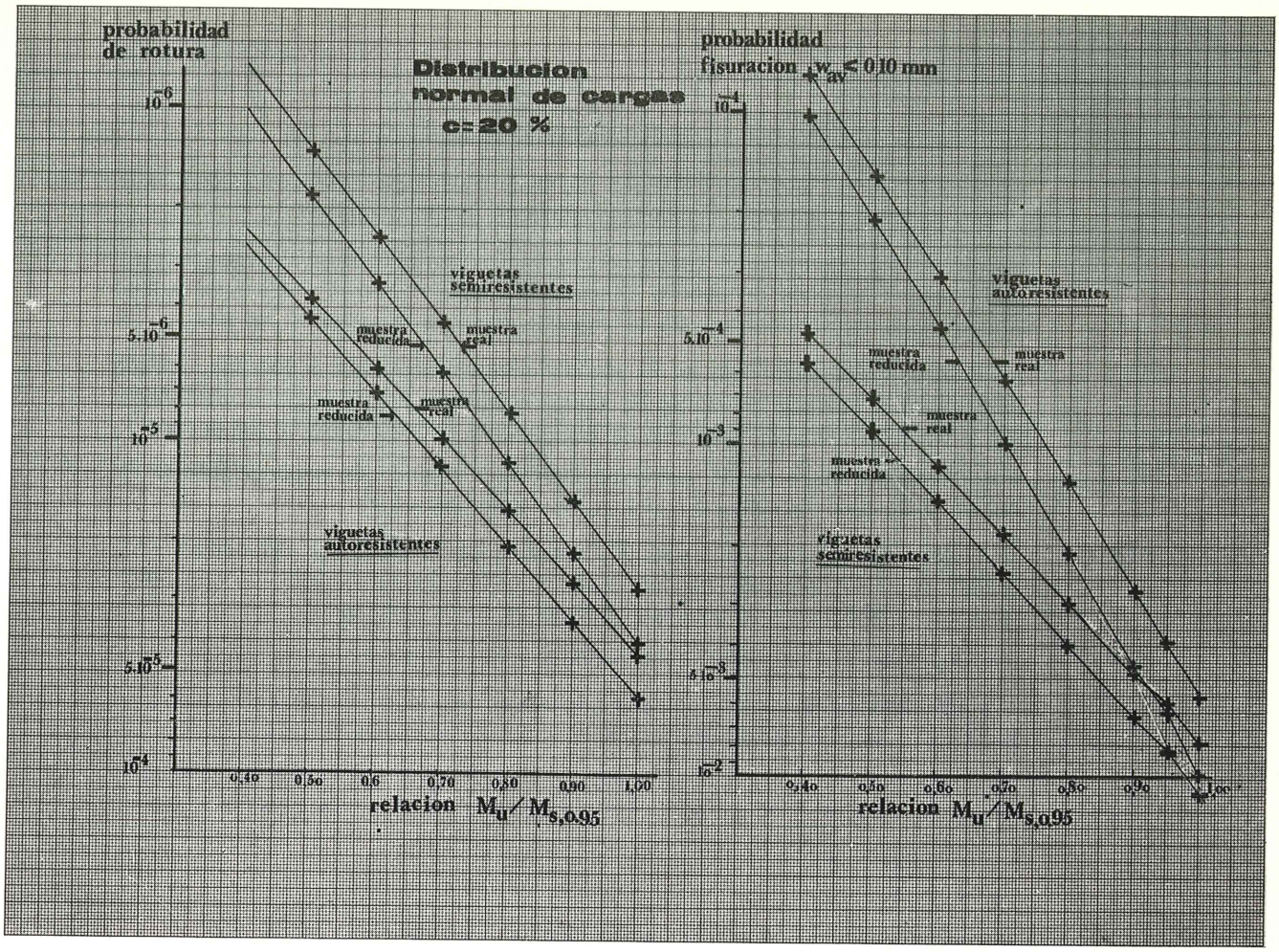


Fig. 12

5. PROBABILIDADES DE RUINA Y DE FISURACION

De acuerdo con [6] se representan en la figura 12 los gráficos de probabilidad de rotura y de fisuración obtenidos, en el caso de P_f, a partir de la hipótesis de distribución normal de las acciones de máximos periódicos con un coeficiente de variación c_s del 20 %, y en el caso de P_w, en la hipótesis de distribución normal de las acciones de servicio con valor análogo del coeficiente de variación.

En estos gráficos se representan en abscisas los valores de las relaciones $M_u/M_{s,\,0,95}$.

En [4] debe entenderse que por definición el valor de M_u corresponde al valor $M_{s,\,0,95}$. En este caso las probabilidades de ruina y de fisuración a considerar serán las del valor unidad para la relación anterior. Las probabilidades de ruina y de fisuración para valores de la relación $M_u/M_{s,\,0,95}$ inferiores a la unidad corresponden a los casos en que la utilización efectiva de los elementos no se hace en condiciones estrictas de igualación de los momentos de utilización dados por el fabricante.

En los gráficos se indican las probabilidades de ruina y de fisuración correspondientes a las muestras reales y a las muestras reducidas en viguetas autorresistentes y semirresistentes con cabeza hormigonada calculadas a partir de las funciones de distribución de Gumbell tipo I obtenidas, para las relaciones M_r/M_u y M_{cr}/M_u.

NOTA: Los cálculos han sido realizados según un programa desarrollado en el Instituto Eduardo Torroja, que comprende el análisis probabilístico de resultados de ensayos de una producción de elementos prefabricados sometida a control de calidad y la determinación de las probabilidades de ruina y de fisuración.

NOTACION

$F(z)$ función de distribución de probabilidad de la variable z;

M_{cr} momento flector máximo (sección central) calculado para las cargas aplicadas en el instante de fisuración aparente de la vigueta;

$M_{cr}(w)$ momento flector máximo (sección central) calculado para las cargas aplicadas en el instante en que la abertura media de fisuras a nivel de armaduras, en la región central de la vigueta, alcanza el valor w en mm;

M_s momento flector máximo en la vigueta correspondiente a fuerzas, aplicadas según el mismo esquema de carga adoptado en el ensayo, equivalentes a las acciones de máximos periódicos o a la combinación de éstas;

$M_{s,\,0,95}$ valor característico de M_s correspondiente al cuantil de probabilidad 95 % de las acciones de máximos periódicos consideradas;

M_r momento flector máximo (sección central) calculado para las cargas aplicadas en el instante de iniciación de la rotura de la vigueta (en la misma sección central, en otra próxima o bajo un punto de carga);

M_u momento flector de utilización definido por el fabricante;

P_{cr} probabilidad de fisuración en una población de viguetas sometida a control según el esquema de carga adoptado en el ensayo de flexión;

P_f probabilidad de ruina en una población de viguetas sometida a control según el esquema de carga adoptado en el ensayo de flexión;

Q_r esfuerzo cortante máximo calculado para las cargas aplicadas en el instante de iniciación de la rotura en el ensayo de cortadura;

Q_u esfuerzo de cortante útil asignado por el fabricante;

c_z coeficiente de variación de la función de distribución $F(z)$;

c_s coeficiente de variación de las acciones de máximos periódicos;

h canto de la vigueta;

l distancia entre apoyos en las viguetas ensayadas;

y variable reducida de una función de distribución;

z variable genérica para designar las relaciones M_r/M_u o M_{cr}/M_u;

$\overline{z}$ valor medio de la función de distribución $F(z)$;

$z_{0,005}$ cuantil de probabilidad 0,5 % en la función de distribución $F(z)$;

w_{av} abertura media de fisuras en mm;

Δ_a incremento de flecha máxima al aplicar las cargas correspondientes a M_u en el ensayo de flexión.

REFERENCIAS

1 Comité Europeo del Hormigón. Manuel *Securité des structures*. Bulletin d'information 107. Février 1975.

2 Comité Europeo del Hormigón. *Systeme international de Reglementation Technique unifiée des structures (2ème Draft)*. Bulletin d'information 111. October 1975.

3 E. J. GUMBELL. *Statistics of extremes*. Columbia University Press (4nd edition). New York, 1967.

4 *Recomendaciones para la fabricación de viguetas de hormigón pretensado V.P. 71*. Instituto E. Torroja - *ANDECE* 1971.

5 J. FERRY-BORGES. M. CASTANHETA. *Structural Safety*. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil (2nd edition). Lisbon, March 1971.

6 V. SOLANA. *Quality control-safety in precast concrete members*. (A ser publicado).

591-1-23

Dos edificios pretensados en Madrid

L. FERNANDEZ TROYANO
Dr. Ingeniero de Caminos

Vamos a presentar dos edificios en los que se ha utilizado el pretensado, cuyos proyectos se han realizado en la oficina de proyectos Carlos Fernández Casado, S. A., por los ingenieros Carlos Fernández Casado, Javier Manterola Armisén y Leonardo Fernández Troyano.

Antes de describir estos dos edificios queremos indicar algunos problemas que plantea el pretensado en la edificación.

La tecnología necesaria para la utilización del pretensado sobrepasa a la utilizada normalmente en la construcción de edificios, por lo que su utilización produce una perturbación en la marcha general de la obra. Esta mayor tecnología se refleja en que, normalmente, el oficio dedicado a la colocación del pretensado es el de carpinteros y no los ferrallas, que colocan la armadura pasiva, con las precauciones necesarias para la colocación de vainas, precauciones en el hormigonado, y en la serie de operaciones posteriores a realizar por personal ajeno a la obra.

Por tanto, creemos que el pretensado debe utilizarse en edificios en los casos siguientes:

1.º *Elementos prefabricados, cuya construcción se realiza en taller, por lo que la tecnología de éste no interfiere con la obra.*

2.º *Elementos aislados singulares en el edificio, que por la cuantía de las cargas, o la luz que tienen, sobrepasan la posibilidad del hormigón armado, bien por cantidad de armadura o bien por deformaciones inadmisibles.*

3.º *Edificios muy singulares en los que se reúnen las condiciones anteriores en una gran parte de sus elementos, lo que lleva a plantearse el total de la obra con una tecnología distinta a la tradicionalmente utilizada en la edificación.*

Estos casos singulares a que nos hemos referido se han resuelto normalmente mediante estructura metálica, pero pensamos que puede resolverse igualmente mediante el pretensado y, en general, con menos costo y una adecuación mejor al resto de la estructura, si esta es de hormigón.

Vamos a presentar dos realizaciones de edificios en que se ha utilizado el pretensado, la primera en un elemento singular, y la segunda prácticamente en toda la estructura.

Banco de Santander

Arquitecto: J. A. RIDRUEJO
Constructora: AGROMAN, S. A.
Sistema de pretensado: FREYSSINET

Se trata de un edificio de 27 plantas, de las cuales, 7 forman el cuerpo bajo y 20 la torre.

El cambio de modulación de pilares en fachada entre la torre y el cuerpo bajo, obligaba a colocar más vigas que realizaran este cambio. En dos de las fachadas resultan vigas con 14,40 m de luz central, dos voladizos de 7,20, dos vigas con luz central de 12,80 y vuelos de 7,20 m.

Las vigas son rectangulares de 2,20 × 0,80 m. Las vigas llevan un pretensado constante de 8 Uδ de 150 t las primeras y 6 Uδ las segundas.

El pretensado se realiza en cuatro fases:

1.ª Se pretensan dos cables para descrimbrar la viga y construir tres plantas superiores y una colgada hacia abajo.

2.ª Se pretensan dos cables más, lo que permite llegar a la planta 14.

3.ª Se pretensan dos cables más, con lo que se completa el edificio.

4.ª Se completa el pretensado y se inyecta.

Esta necesidad de realizar el pretensado en fases es muy normal en las vigas singulares de edificios, ya que la carga permanente que va a actuar sobre la viga va apareciendo por etapas a medida que se van realizando las plantas, por lo que no es económico absorber en una fase la amplitud total de esfuerzos en la viga desde origen a carga total, lo que obligaría a llevar los cables con muy poca electricidad y, por lo tanto, a aumentar la cantidad de pretensado. Este caso es análogo al de la cabeza de las Torres de Colón, en que el pretensado tenía que realizarse también por fases.

Estas vigas apoyadas sobre neopreno para evitar efectos sobre los pilares, pues su gran rigidez no permitía solidarizarlos a las vigas, fundamentalmente por el acortamiento que produce el pretensado.

En la zona perimetral de la losa de la planta correspondiente a las vigas se ha realizado en principio únicamente los nervios, sin completar la losa para evitar la coacción que representaría a las vigas.

Las deformaciones verticales obtenidas con estas vigas son mínimas, del orden de 6 décimas de mm por fase.

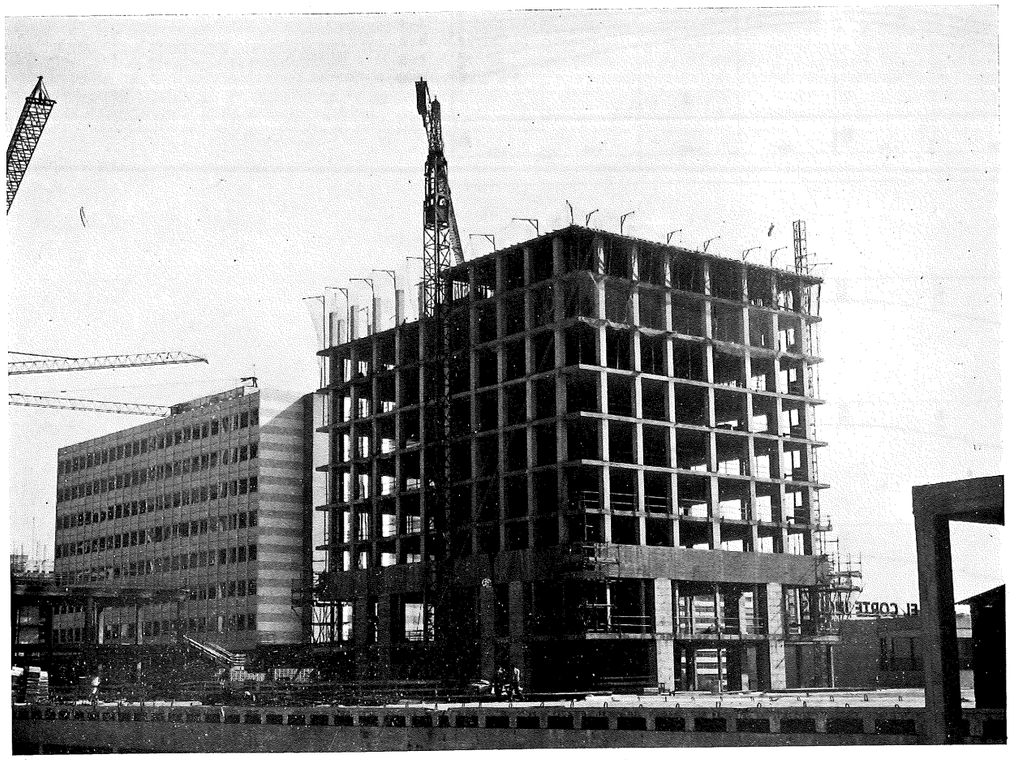


Fig. 1. Estado actual del edificio.

Fig. 3. Armadura de las vigas.

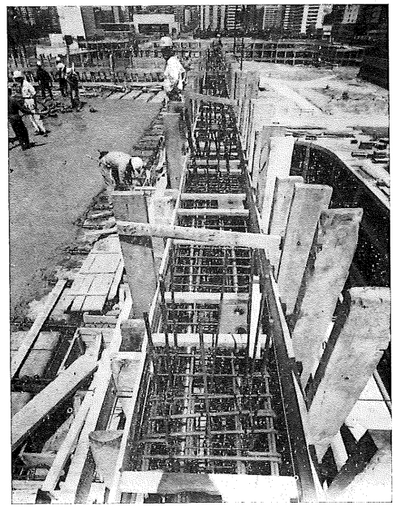
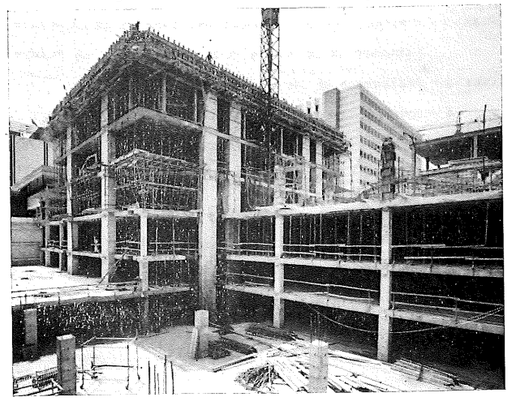


Fig. 2. Construcción de las vigas pretensadas.



Banco de Bilbao

Arquitecto: F. J. SAINZ DE OIZA

Empresa Constructora: ENTRECANALES Y OBRASCON, Empresarios Agrupados

Sistemas de Pretensado: BBRV, en las vigas sobre el túnel y zapata

CTI, en el alzado del edificio

El condicionante fundamental de este edificio, que ha llevado a una estructura singular, ha sido el túnel de enlaces ferroviarios de la Castellana.

En el emplazamiento del edificio, el túnel se encuentra en la salida de la estación de Nuevos Ministerios, por lo que empieza desdoblado hasta unirse en uno sólo y terminar en la sección normal del túnel.

Por este motivo es necesario salvar una luz variable de 22 a 14 m.

El edificio se divide en dos partes: las cuatro plantas enterradas, y la torre propiamente dicha, que tiene 30 plantas.

En el planteamiento previo del problema se estudiaron varias soluciones, desde la solución de contorno resistente que salvara el túnel y se apoyara en las esquinas del edificio. Esto obligaba a luces de 30 y 40 m, que son las dimensiones de la planta de la torre, lo que hacía esta solución muy cara.

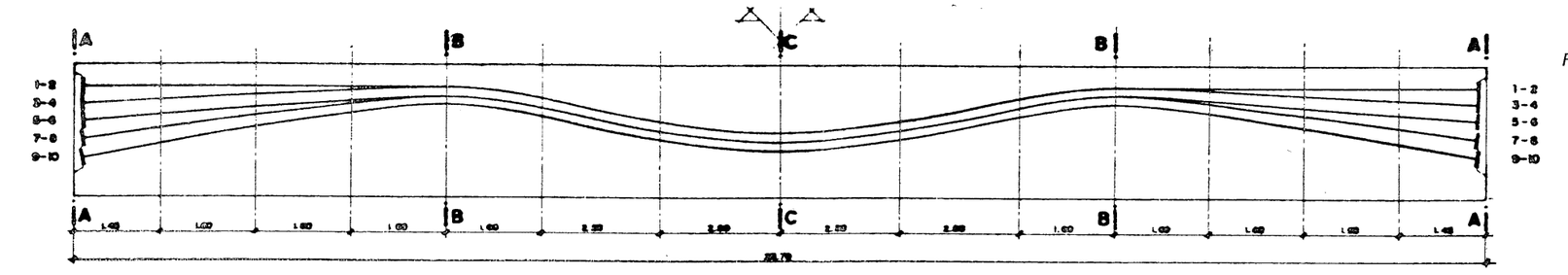
Por tanto, se llegó a la solución de núcleos lo más próximos posibles al túnel, para reducir las luces. Esta luz entre núcleos resultó de 18 m.

Una vez decidida esta solución se deduce claramente que la importancia de la luz entre núcleos no resulta económico salvarla en cada planta, lo cual lleva a concentrar la estructura resistente en una o varias plataformas y sobre éstas montar una estructura de luces más pequeñas.

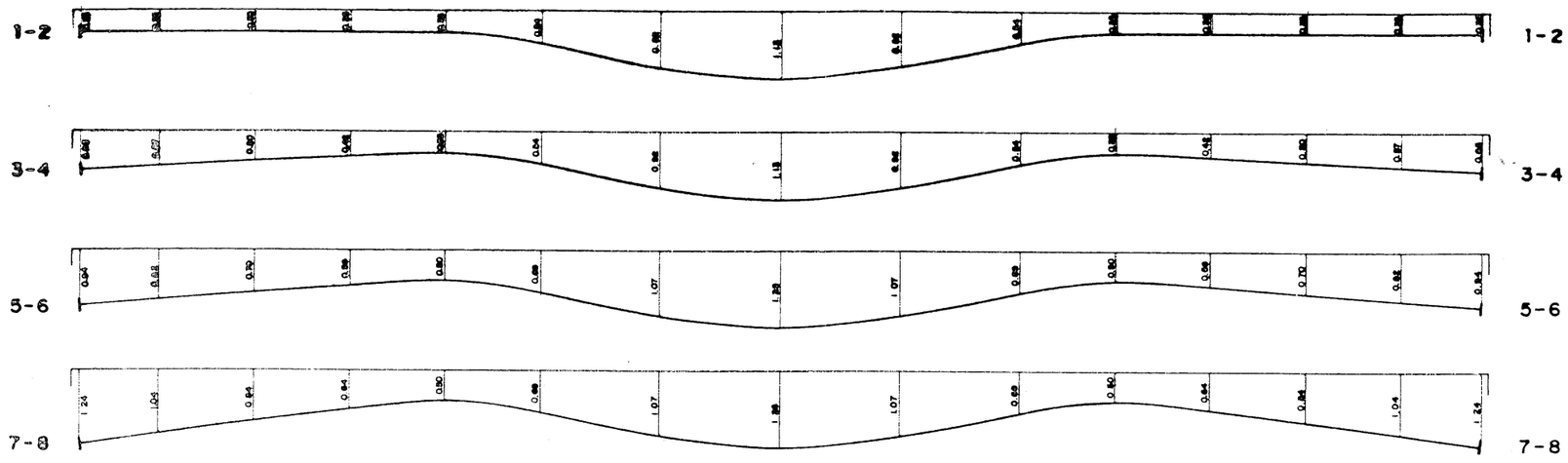
La razón de realizar 6 plataformas fue la de obtener 6 plantas intermedias totalmente diáfanas por razones de funcionamiento del edificio, aunque probablemente hubiera sido más económico reducir el número de plataformas; pero para definir económicamente este problema sería necesario un análisas más a fondo, pues intervienen muchas variables, ya que el reducir número de plataformas obliga a medios auxiliares más potentes.

Las plataformas están formadas por un emparrillado de vigas pretensadas de 2,01 m de canto con sección en doble T.

Una vez definidas las plataformas el resto de las plantas se realizaron con estructura metálica para aligerar peso.



ALZADO DE PRETENSADO.- VIGAS - 1 y 2

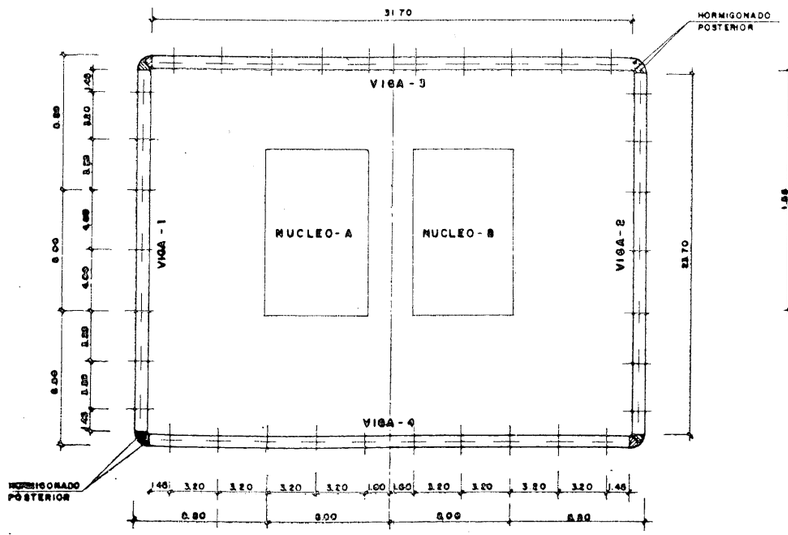


PLANTILLAS DE PRETENSADO .- VIGAS - 1 y 2

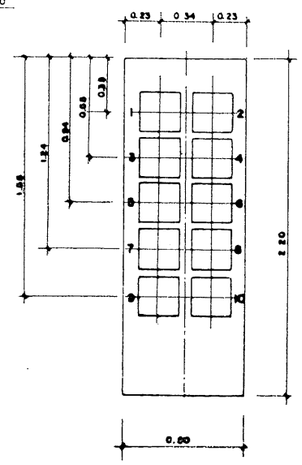
Fig. 4. Plano de pretensado de una de las vigas.

NOTA TODAS LAS UNIDADES DE PRETENSADO QUE FIGURAN EN ESTE PLANO SON DE 155 Tn INICIALES EN ANCLAJE

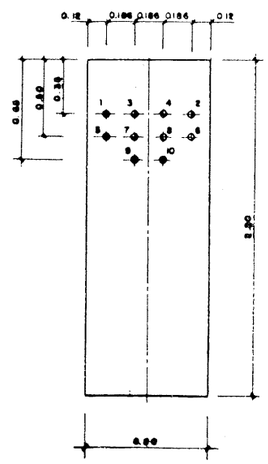
HORMIGON DE 400 Kg/cm²



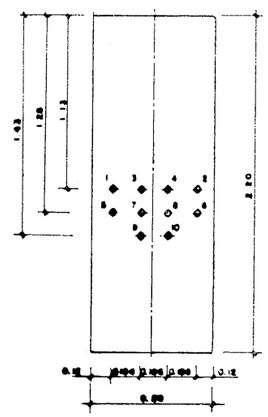
ESQUEMA



SECCION A-A



SECCION B-B



SECCION C-C

PROCESO CONSTRUCTIVO Y DE PRETENSADO

FASE - 1 — LA PLANTA PL-2 NO SE DESCIMBRARA HASTA LA FASE - 3

FASE - 2 — CONSTRUCCION DE LAS VIGAS PRETENSADAS DE LA PLANTA T-3 Y COLGADO DE LA PLANTA PL-2. SE CONSTRUYE LA PLANTA T-3

FASE - 3 — PRETENSADO DE LOS CABLES 7 y 8 A 155 Tn.

FASE - 4 — CONSTRUCCION DE LAS PLANTAS T-4, T-5 y T-6

FASE - 5 — PRETENSADO DE LOS CABLES 5 y 6 A 155 Tn.

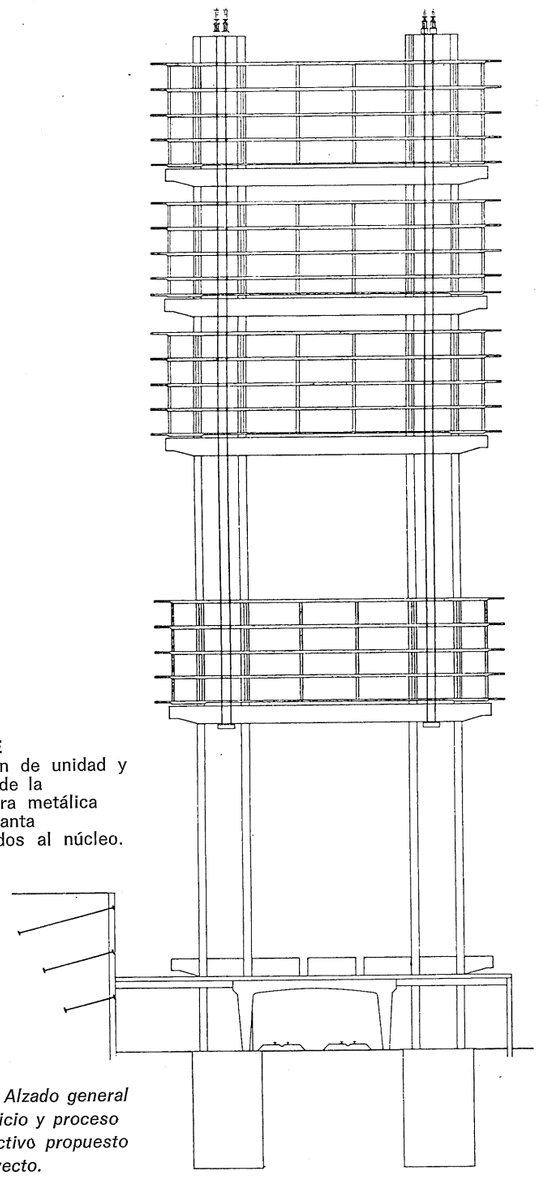
FASE - 6 — CONSTRUCCION DE LAS PLANTAS T-7, T-8, T-9, T-10, T-11, T-12 y T-13

FASE - 7 — PRETENSADO DE LOS CABLES 9 y 10 A 155 Tn

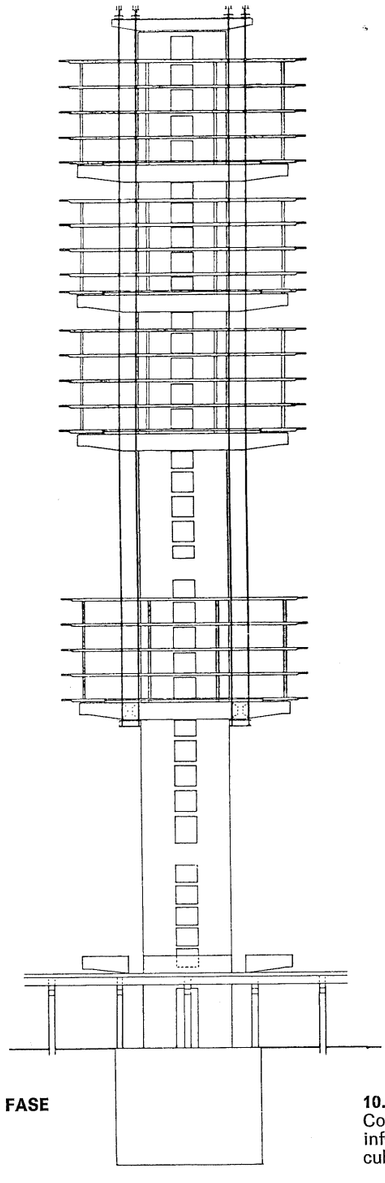
FASE - 8 — CONSTRUCCION DEL RESTO DE LAS PLANTAS HASTA LA CUBIERTA

FASE - 9 — PRETENSADO DE LOS CABLES 1 - 2 - 3 y 4, RETENSADO E INYECCION DEL RESTO DE LOS CABLES

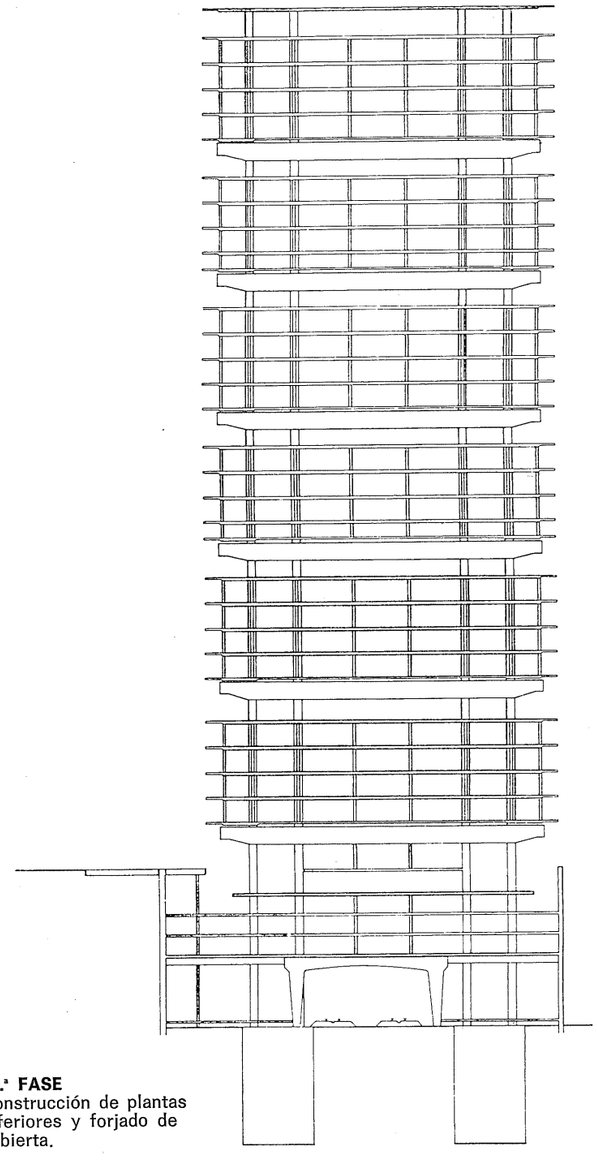
FASE - 10 — ACABADO DE LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS PRETENSADAS



9.ª FASE
Elevación de unidad y forjado de la estructura metálica en la planta conectados al núcleo.



9.ª FASE



10.ª FASE
Construcción de plantas inferiores y forjado de cubierta.

Fig. 5. Alzado general del edificio y proceso constructivo propuesto en proyecto.

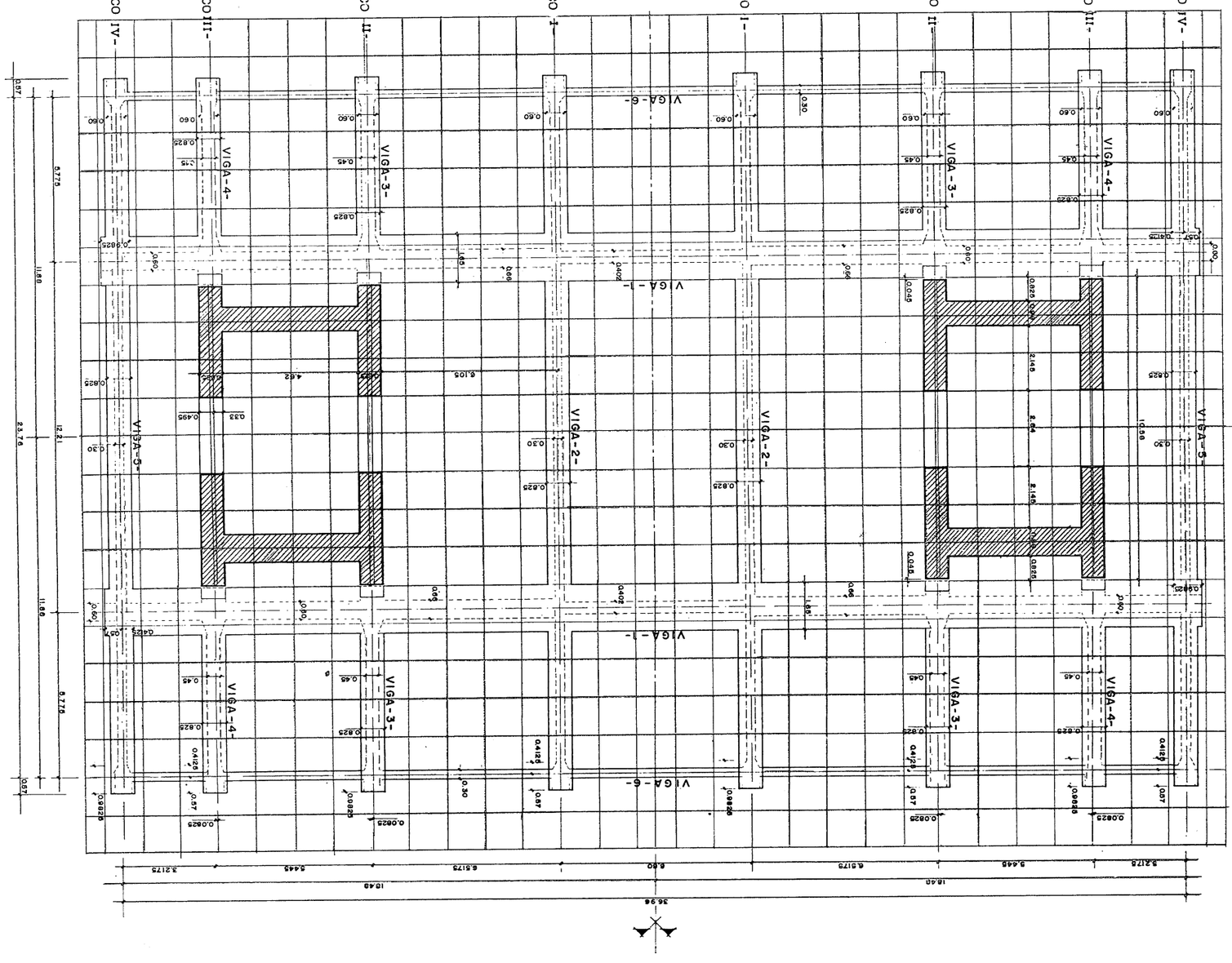
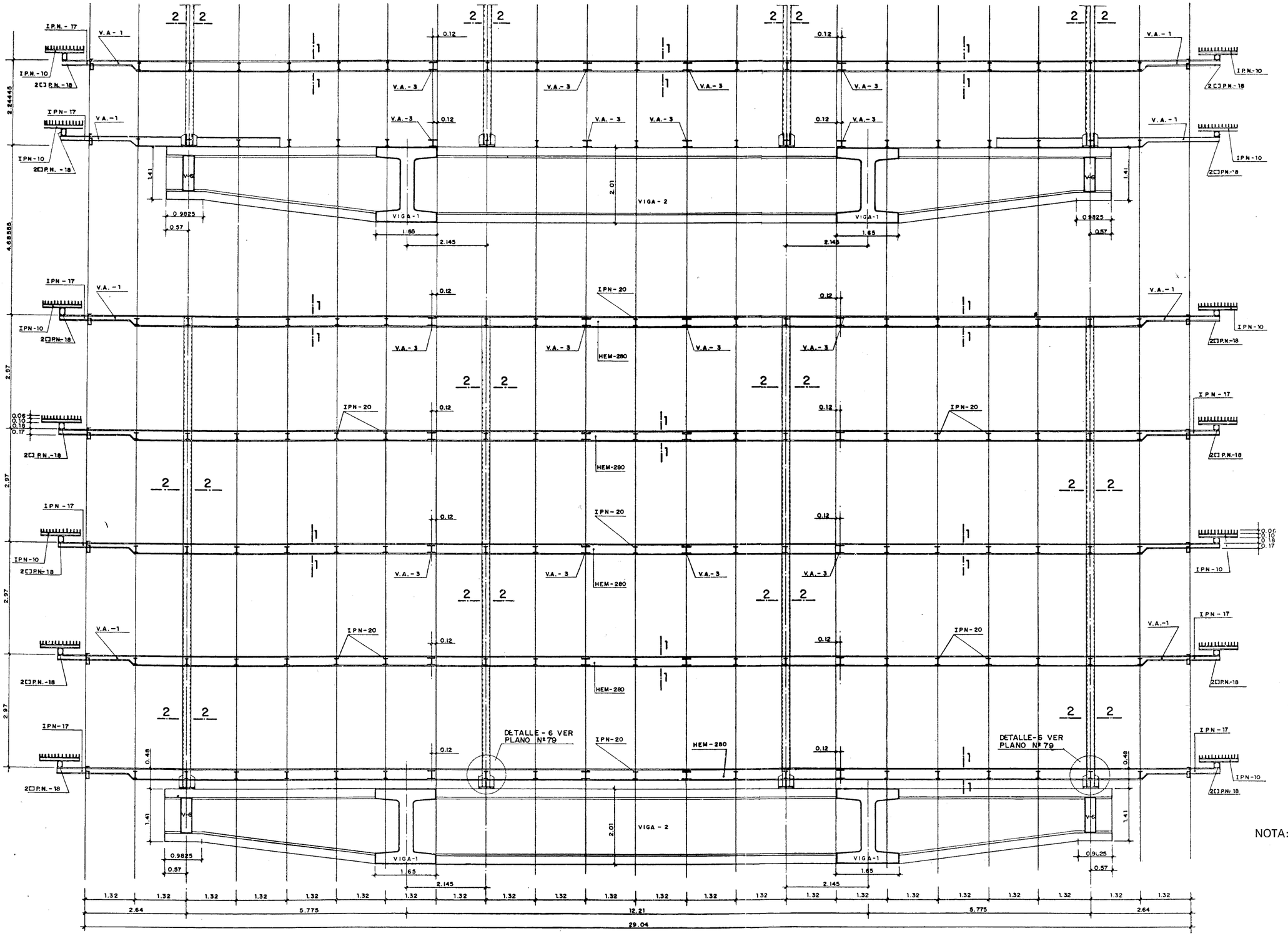
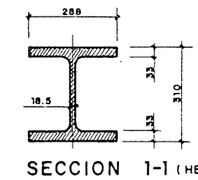


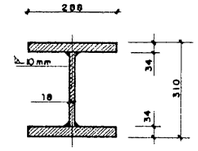
Fig. 6. Planta general de la plataforma de vigas.

NOTA. La zona rayada se hormigonará in situ, el resto de las vigas serán prefabricadas.





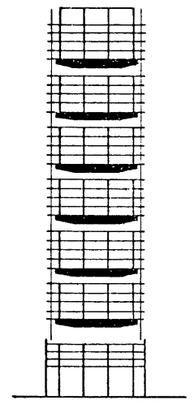
SECCION 1-1 (HEM-280)



SECCION 1-1 (VIGA ARMADA EQUIVALENTE A HEM-280)



SECCION 2-2



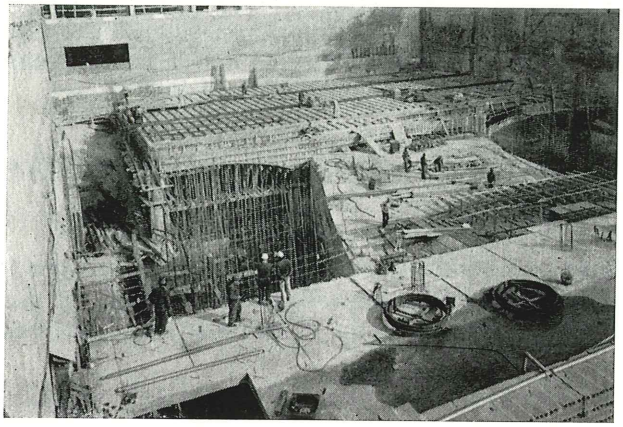
ALZADO ESQUEMATICO

NOTA: El acero de los perfiles será A 37 b.

PORTICO I

Pág. 7. Alzado de una plataforma y de la estructura metálica.

Figs. 8 y 9. Vigas pretensadas de las plantas inferiores.



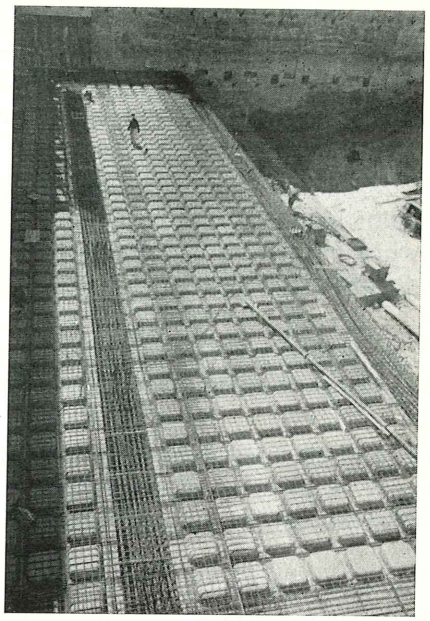


Fig. 11. Alzado de un núcleo.

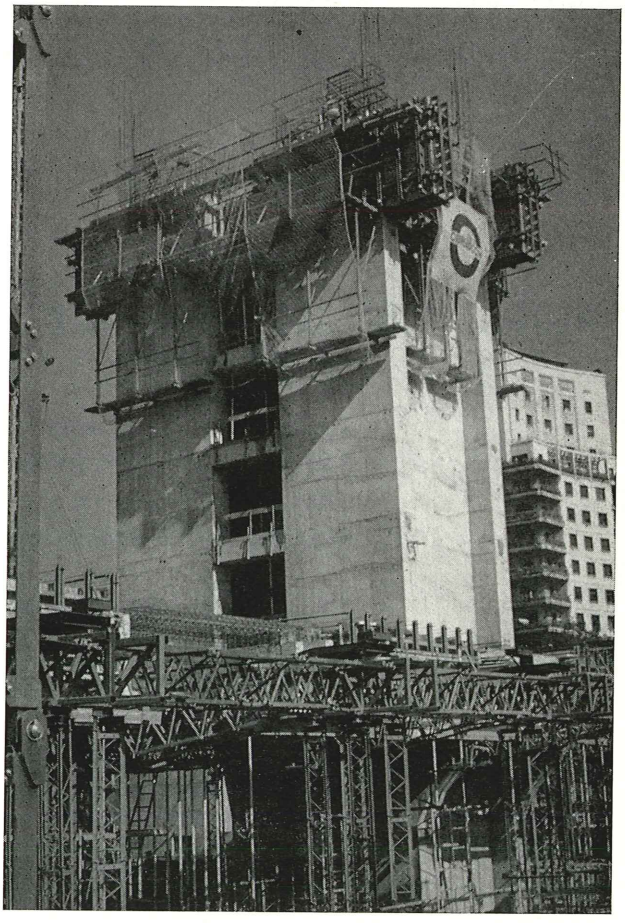
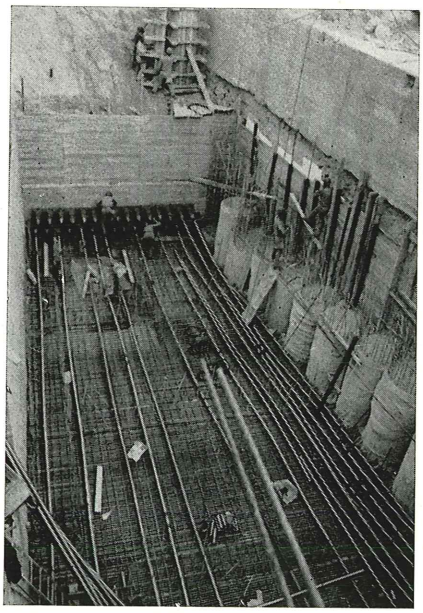


Fig. 10. Pretensado de la zapata.



Un problema que se estudió especialmente en este edificio ha sido el de los efectos que puede producir la vibración del ferrocarril en su paso por el túnel. Aunque desde el principio se vio claro que no afectaba a la estabilidad, existe el peligro del nivel de confortabilidad para las personas que trabajaran en el edificio.

Para ello se hizo un estudio dinámico, realizado a base de mediciones directas en el túnel y edificios adyacentes y un modelo matemático mediante elementos finitos para reproducir el terreno y una estructura de barras para reproducir el edificio. Este trabajo se realizó con la colaboración de APOLLONIA, empresa americana, especializada en estudios dinámicos de suelos.

Los resultados obtenidos nos llevaron a la conclusión de que era suficiente aislar la estructura metálica de la de hormigón, mediante apoyos de neopreno.

El edificio bajo tiene cuatro plantas que se realizan independientemente de los núcleos, para lo cual se puentea el túnel mediante vigas pretensadas continuas apoyadas sobre pilotes. El pretensado de las vigas se realiza por fases, según se van montando las cuatro plantas superiores.

El hormigonado de las losas se realizó por fajas longitudinales independientes para evitar la coacción de éstas en el pretensado de las vigas.

Las zapatas de los núcleos se realizaron también pretensadas, debido a sus dimensiones, pues cada zapate es de 17 × 10 m y un canto de 4 m, cimentadas sobre pantallas.

En el proceso constructivo del edificio, planteado en el proyecto, se realizaban las plataformas a nivel del suelo y se elevaban con la estructura metálica superpuesta, comenzando por la plataforma superior y terminando con la del nivel de la calle.

Posteriormente, los constructores han optado por realizar la construcción de forma tradicional, es decir, construir la plataforma inferior, sobre ésta la estructura metálica, y apoyándose en ésta construir la plataforma siguiente. Esta solución que es igualmente válida que la anterior, nos parece mucho menos adecuada a la estructura planteada y, por lo tanto, más costosa.

Nota de la A.T.E.P.

Dentro de la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.) se ha constituido un Joint Committee sobre «Tolerancias en Estructuras de Hormigón», dependiente de las Comisiones de Prefabricación y Práctica Constructiva, bajo la Presidencia del Ingeniero de Caminos José Calavera Ruiz.

La Comisión está interesada en recibir cualquier información y en especial mediciones de tolerancias en estructuras reales, tanto de hormigón armado como pretensado, prefabricadas o «in situ».

La información debe dirigirse a:

JOSE CALAVERA RUIZ
Monte Esquinza, 30, 4.° D.
MADRID-4

Losas planas postesadas(*)

R. GOMIS RODRIGUEZ
Dr. Ingeniero Industrial
Director de la División Técnico-Comercial de S.A.E.-BBR.

1. INTRODUCCION

En los inicios del hormigón armado las losas macizas destinadas a soportar cargas importantes se resolvían sobre un sistema de jácenas que se cruzaban sobre los pilares.

Posteriormente el desarrollo de las losas fungiformes supusieron un importante paso hacia las actuales losas sobre apoyos puntuales, que por el momento podemos considerar como punto final de esta evolución.

Este tipo de losas son elementos de construcción muy exigente, tanto desde el punto de vista de su ejecución, como del de su comportamiento estático. La aplicación de la técnica del pretensado a ellas aporta generalmente considerables ventajas técnicas y económicas; sin embargo, sólo con una disposición cuidadosamente estudiada de los tendones de pretensado se puede llegar al aprovechamiento total de estas ventajas.

2. CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL PRETENSADO EN BANDAS DE APOYO

Las conocidas ventajas de las construcciones de hormigón pretensado son sólo aprovechadas en pequeña proporción en la edificación. Así, por ejemplo, cuando en la construcción de un puente por voladizos sucesivos puede avanzarse el carro, a los dos días de haber hormigonado, gracias al efecto compensador de los tendones tensados. En menor medida, pero aún de manera considerable, puede estimarse la ventaja que supone en edificación la reducción del tiempo de cimbrado y consiguiente aumento de ritmo de ejecución, mediante el empleo del pretensado.

Las losas pretensadas se caracterizan, por otra parte, por sus extraordinariamente pequeñas deformaciones, por sus cantos reducidos y por la ausencia de fisuras.

En el ejemplo, que más adelante se presenta, puede comprobarse que estas ventajas pueden ya ser importantes, incluso para luces pequeñas.

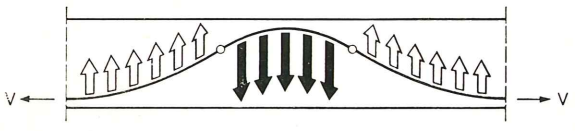


Fig. 1. Fuerzas de desviación de un tendón (componentes verticales).

(*) Según informe de: KURT STAMN, dipl. Ing. ETH Stahlton AG, Zürich, y RALP KAEGI, dipl. Ing. ETH, AG Conrad Zschokke, Zürich.

2.1. **Postesado de losas**

Para ilustrar el efecto del pretensado en una losa (sobre apoyos puntales) consideremos, en primer lugar, una sección de la misma en la que se ha representado el trazado de un tendón, según ramas parabólicas (fig. 1).

Al aplicar un esfuerzo V al tendón, éste intentará ponerse recto dentro de la vaina, originando las llamadas fuerzas de desviación. A su vez, sobre el tendón actuará además del esfuerzo de pretensado la reacción del hormigón.

Por razones de equilibrio, la suma de las fuerzas de desviación (verticales en nuestro caso) dirigidas hacia arriba será igual a la de las fuerzas dirigidas hacia abajo.

En resumen, vemos que un tendón con el trazado indicado produce en la losa fuerzas de desviación que la descargan y fuerzas de desviación que la sobrecargan, ambas de la misma magnitud.

2.2. **Losas pretensadas con tendones distribuidos en toda su superficie**

Consideremos una losa pretensada con tendones distribuidos en toda su superficie y en ambas direcciones. En la figura 2 se ha representado el trazado típico de un tendón, así como las fuerzas de desviación verticales originadas en ambos sentidos. Finalmente se ha representado en planta las zonas de la losa que quedan descargadas o sobrecargadas por las fuerzas de desviación producidas por el pretensado.

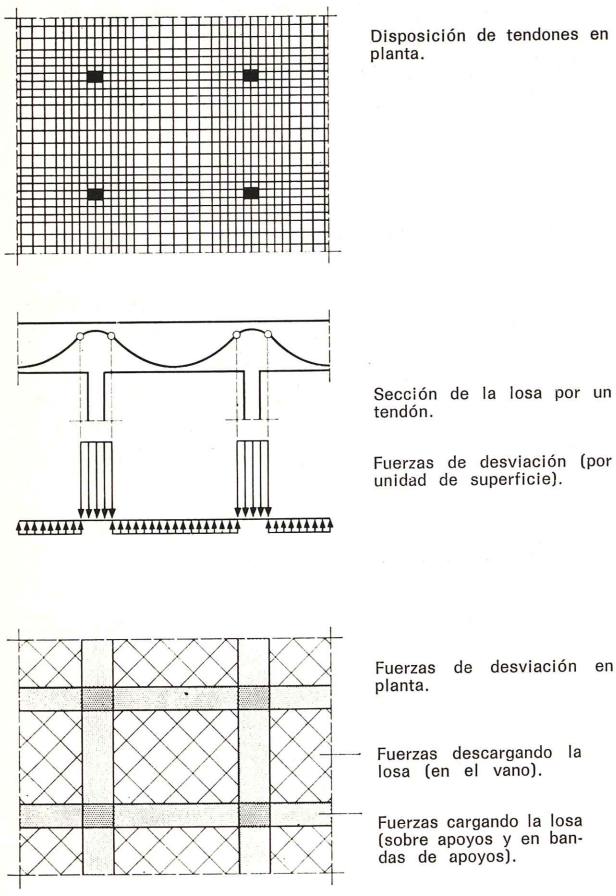


Fig. 2. Losa con tendones distribuidos en toda su superficie.

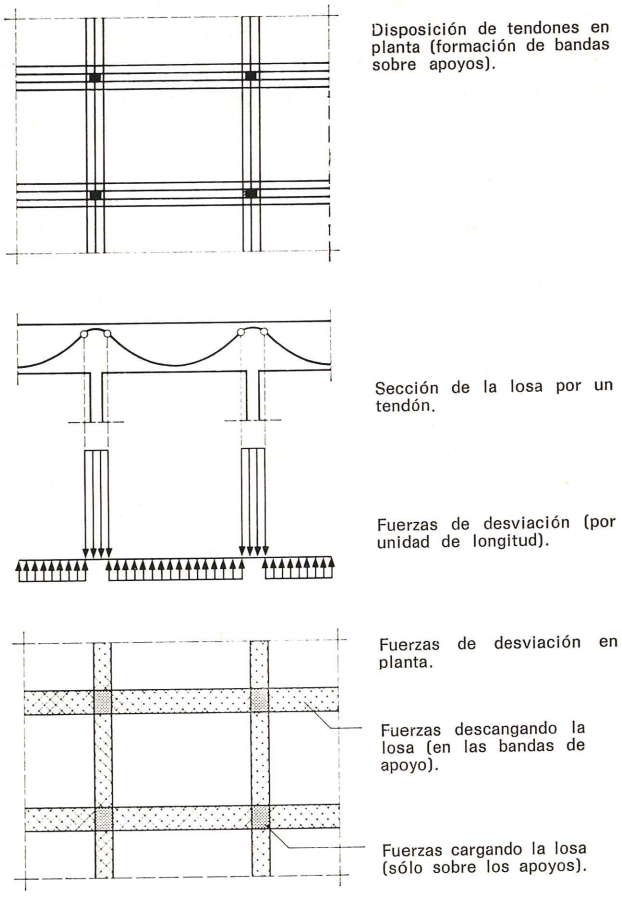


Fig. 3. Losa con pretensado en bandas de apoyos.

El efecto de las fuerzas de desviación sobrecargando la losa es equivalente a una carga lineal y produce el correspondiente momento flector. Para compensar este efecto desfavorable se hace necesario pretensar también en dirección perpendicular.

No puede decirse por ello que este tipo de pretensado de losas sea desde el punto de vista estático muy eficaz. Si a pesar de todo es frecuentemente utilizado, especialmente en USA, es debido principalmente a la sencillez de los tendones empleados, al pequeño diámetro de los mismos que permite el tesado de losas muy delgadas así como la posibilidad de renunciar a la adherencia del tendón al hormigón aplicando sólo un elemento de protección anticorrosiva al tendón antes de colocarlo.

Sin embargo, son claros los límites estáticos de este tipo de distribución de tendones respecto al principal problema de las losas: el punzonamiento, que se reduce sólo en una pequeña magnitud.

2.3. **Losas pretensadas en bandas de apoyos**

Consideremos ahora una losa en la que los tendones de pretensado se disponen concentrados exclusivamente en estrechas franjas de losa sobre los apoyos (fig. 3).

Los tendones así dispuestos cruzan las zonas de losa solicitados a punzonamiento. En lo que sigue llamaremos cono de punzonamiento estas estas zonas cónicas de la losa.

Los puntos de inflexión del tendón se disponen lo más próximos posible al eje del pilar. Al contrario que en la distribución de tendones, en la totalidad de la losa, aquí las fuerzas de desviación dirigidas hacia abajo no sobrecargan la losa ya que son canalizadas directamente a los pilares.

En la losa, por tanto, sólo actúan fuerzas de desviación hacia arriba que la descargan, además de los esfuerzos horizontales de los anclajes de los tendones.

Las zonas interiores de la losa comprendidas entre las franjas o bandas de pretensado, quedan libres de tendones con sólo armadura pasiva.

2.4. **Momentos flectores**

La determinación de la influencia en los momentos flectores y esfuerzos cortantes de una distribución tal de tendones, no es en modo alguno sencilla.

Los licenciatarios de BBRV en Suiza (Stahlton AG) han efectuado diversos programas de cálculo por elementos finitos, basándonos en los cuales podemos representar el comportamiento de un vano tipo de una losa infinita, con apoyos en reticulado rectangular.

En la figura 4 se han representado las curvas de momentos flectores para los siguientes casos de carga:

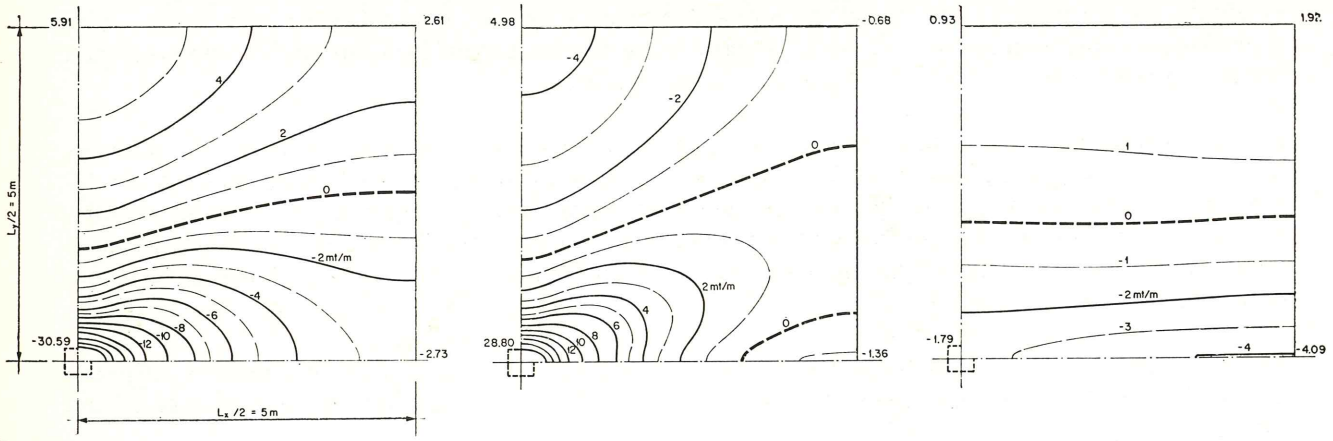
a) carga uniformemente distribuida (g)

b) pretensado en bandas de apoyo

c) superposición de los casos a) y b)

De su observación podemos sacar las siguientes conclusiones:

— La superficie de momentos producida en el caso de carga «pretensado en bandas de apoyo» es francamente semejante a la que se presenta para carga uniformemente distribuida (con signo contrario).



a) carga uniformemente distribuida g
$g = 1$ t/m² $G = 100$ t

b) pretensado en banda de apoyo u
$U = U_x + U_y = G = 100$ t

c) superposición
$g + u$

Fig. 4. Distribución de momentos flectores m_y (definición de m_y: tensiones normales correspondientes en la dirección y).

— La superposición del pretensado (fuerza total de desviación por vano $U = U_x + U_y = G$) y de la carga uniformemente distribuida *(G)* ocasiona una fuerte reducción en los momentos flectores: en el caso representado en la figura 4 observamos que en la banda de pretensado se tiene un momento de apoyo de — 1,79 mt/m y en centro vano 0,93 mt/m. En la banda de losa central resulta un momento de centro vano de 1,92 mt/m, mientras que el momento de apoyo aumenta a — 4,09 mt/m.

Es decir, que el momento negativo máximo se ha reducido fuertemente, mientras que el momento negativo mínimo (en valor absoluto se entiende) ha aumentado. El pretensado en bandas de apoyo actúa así reduciendo fuertemente los momentos de los apoyos y equilibrando la superficie de momentos.

— Esta superficie tiene una ligera inclinación hacia los apoyos; con ello también los esfuerzos cortantes quedan sustancialmente reducidos. Asimismo las solicitaciones de punzonamiento quedan también reducidas a una fracción de las iniciales.

2.5. **Solicitación a punzonamiento**

Tomemos una sección de la losa considerada y veamos su comportamiento a punzonamiento (fig. 5). Los tendones de pretensado atraviesan, como ya se dijo, el cono de punzonamiento. De esta forma las fuerzas de desviación dirigidas hacia abajo que actúan exclusivamente en la zona del cono de punzonamiento son absorbidas directamente por los pilares, no participando, por tanto en la solicitación a punzonamiento, en la que sólo actúan las cargas y las fuerzas de desviación, dirigidas hacia arriba, exteriores al cono de punzonamiento obteniéndose la siguiente característica típica del pretensado en bandas de apoyo:

La solicitación a punzonamiento D no es como en las losas de hormigón armado o con tendones distribuidos por toda su superficie, aproximadamente, igual a la carga máxima del apoyo, sino que queda considerablemente reducida por las fuerzas de desivación dirigidas hacia arriba:

$D = G + P - U$; $G = g l_x l_y$
$P = p l_x l_y$
$U =$ fuerza de desviación total por vano $l_x l_y$

El comportamiento óptimo a punzonamiento se obtiene para una fuerza de desviación total U_o tal que la solicitación máxima a punzonamiento sin carga útil ($t = 0$, punzonamiento hacia arriba) sea igual a la solicitación máxima de punzonamiento con carga útil ($t = \infty$, punzonamiento ha-

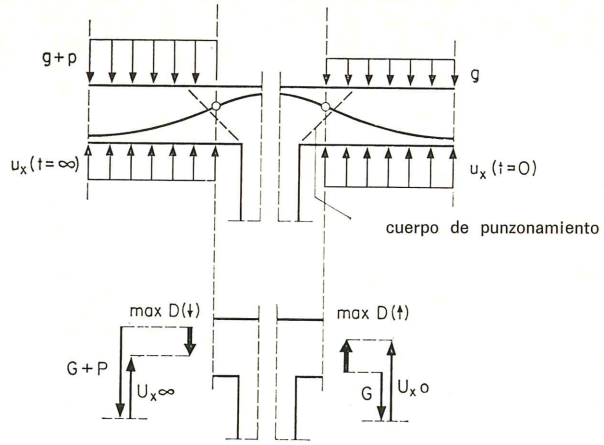


Fig. 5. Solicitación a punzonamiento en losas planas con pretensado en bandas de apoyo (sólo se han considerado los esfuerzos que actúan fuera del cuerpo de punzonamiento).

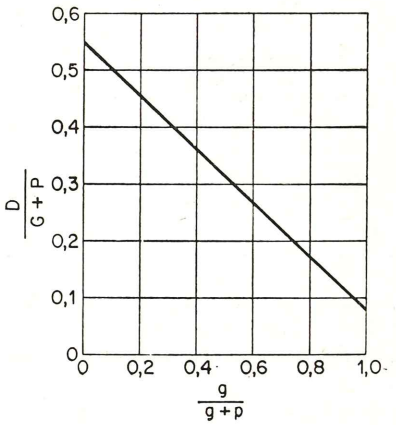


Fig. 6. Relación solicitación de punzonamiento-carga máxima en el apoyo para pretensado óptimo.

$V_\infty / V_0 = 0{,}85$; $U_0 = U_{0z} + U_{0y}$; $U_0 = 1{,}08\ G + 0{,}54\ P$

cia abajo). Considerando las pérdidas de pretensado con un valor medio $V_\infty / V_0 = 0{,}85$ resulta como pretensado óptimo:

$$U_0 = 1{,}08\ G + 0{,}54\ P;\ (U_0 = U_{0x} + U_{0y})$$

$$D \text{ max.} = 0{,}08\ G + 0{,}54\ P$$

En este caso la relación de la solicitación de punzonamiento a la carga máxima del apoyo:

$$\frac{D}{G+P} = 0{,}54 - 0{,}46\ \frac{g}{g+p}$$

Los valores extremos de la solicitación a punzonamiento están, pues, entre el 18 % y el 54 % de la máxima carga en el apoyo. Es evidente la mejora conseguida con este tipo de pretensado.

A continuación se expone un importante ejemplo de aplicación de esta técnica.

3. LOSAS POSTESADAS DEL ALMACEN SCHONTALHOF AG EN RUPPERSWIL (KANTON AARGAU)

Se trata del almacén representado en las figuras 7 y 8 con unas dimensiones generales de 138 m de longitud, 76 m de anchura y 18 m de altura, espacio edificado aprox. 157.000 m^3. La superficie total de losa es de aprox. 36.000 m^2. El edificio está cimentado sobre un fuerte yacimiento de gravas y para evitar posibles fluctuaciones de la capa freática se cimentó sobre una losa continua de 75 cm de espesor.

Los pilares se dispusieron formando una retícula cuadrada de 6,80 m de lado.

Las juntas de dilatación se dispusieron a un máximo de 40,8 m en consideración a las pérdidas de rozamiento de los tendones, ya que debido al proceso de construcción sólo se podía tesar desde un extremo.

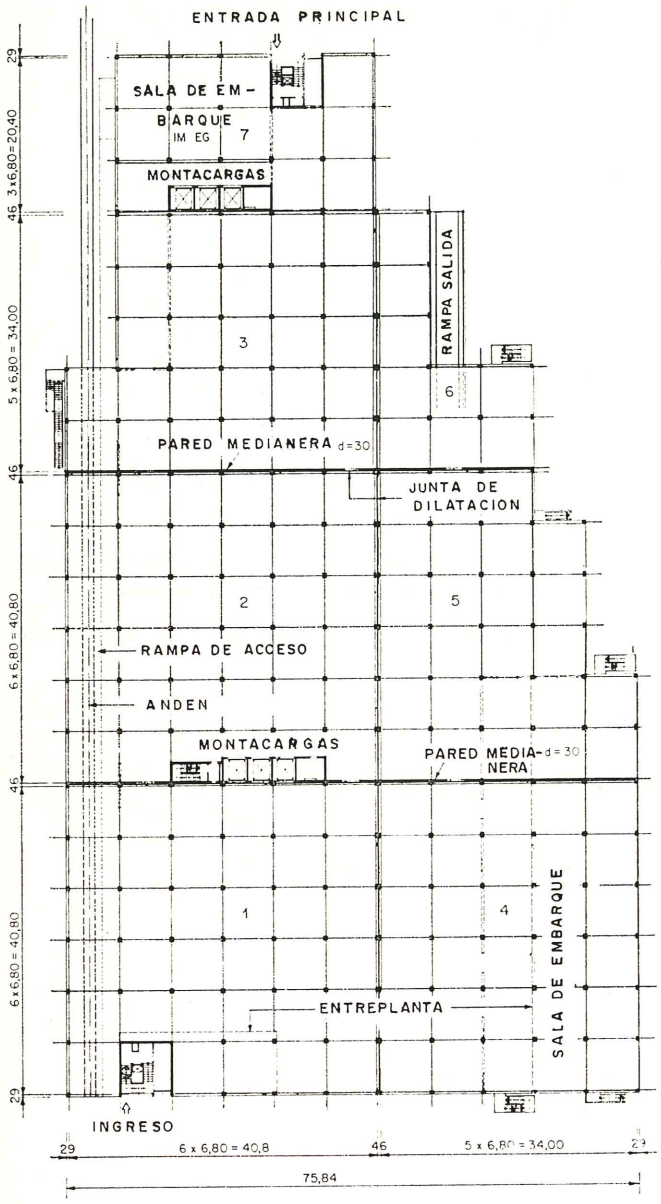


Fig. 7. Almacén de grandes proporciones en Ruppecswil. Inyección horizontal a E = 1 : 1.000.

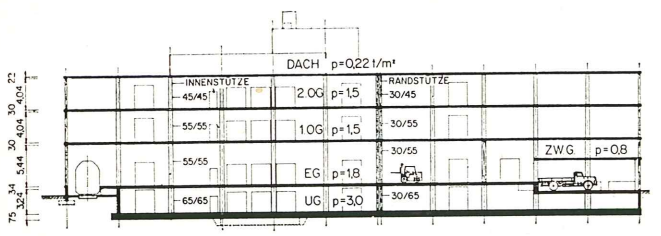


Fig. 8. Sección por los edificios 1 y 4.

3.1. **Losas inferiores**

Con espesores de losa de 30 y 34 cm se dispusieron 4 tendones BBRV de 70 t en las bandas interiores y 3 tendones BBRV de 35 t en las bandas de borde de losa. Los anclajes empleados fueron del tipo S para los pasivos y el tipo B para los activos.

Como armadura pasiva se utilizaron mallas electrosoldadas.

3.3. **Losa de cubierta**

Se adoptó un espesor de losa de 22 cm y tendones sistema Cona-BBRV de 0,6'' para 18 t.

Los resultados obtenidos pueden resumirse como siguen:

El coste de las tres losas inferiores (d = 34 y 30 cm) resultó aprox. un 10 % más barato que las losas convencionales, mientras que la losa de cubierta prácticamente resultó al mismo coste. Las ventajas de este pretensado estriban incluso para la cubierta en la reducción del tiempo de cimbrado, la ausencia de fisuras en las losas y la prácticamente ausencia de flechas.

La primera losa se hormigonó en marzo de 1973 y la última losa quedó lista en octubre de 1973.

ALGUNAS REFERENCIAS DE REALIZACIONES CON PRETENSADO EN BANDAS DE APOYO, EN SUIZA

Almacén de la fábrica de muebles Tschäppät, Spreitenbach

Superficie total de losa	1.790 m²
Luces	8,0 × 8,0 m
Carga útil	500 kg/m²
Espesor de losa	30 cm
Pretensado	tendones BBRV de 100 y 150 t (cuantía 3,4 kg/m²)

Nueva fábrica Kern AG, Konolfingen

Superficie total de losa	1.820 m²
Luces	10,0 × 7,5 m
Carga útil	2.000 kg/m²
Espesor de losa	40 cm
Pretensado	tendones BBRV de 100 y 150 t (cuantía 3,4 kg/m²)

Almacén regional TT, Urdorf

Superficie total de losa	12.000 m²
Luces	10,8 × 10,8 m
Carga útil	2.000 kg/m²
Espesor de losa	70 cm
Pretensado	tendones BBRV de 150 t (cuantía 6,2 kg/m²)

Escuela profesional Kantonal, Herisau

Superficie total de losa	3 × 1.100 m²
Luces	8,5 × 8,5 m
Carga útil	450 kg/m²
Espesor de losa	30 cm
Pretensado	tendones Cona 0,6" (cuantía 2,4 kg/m²)

Fábrica Textil, Rueff, Muntlix (Vorarlberg)

Superficie total de losa	1.200 m²
Luces	8,0 × 6,5 m
Carga útil	1.000 kg/m²
Espesor de losa	30 cm
Pretensado	tendones Cona 0,6" (cuantía 2,2 kg/m²)

Nuevo edificio, Zellwerger, Sargans

Superficie total de losa	2 × 1.700 m²
Luces	12,0 × 12,0 m
Carga útil	1.000 kg/m²
Espesor de losa	50 cm
Pretensado	tendones BBRV de 150 t (cuantía 4,7 kg/m²)

Nuevo edificio Cottinelli, Malans

Superficie total de losa	1.300 m²
Luces	7,5 × 5,0 m
Carga útil	2.500 kg/m²
Espesor de losa	40 cm
Pretensado	tendones Cona 0,6" (cuantía 2,5 kg/m²)

Ampliación Schöntalstrasse, Uzwill

Superficie total de losa	650 m²
Luces	7,5 × 7,0 m
Carga útil	2.000 kg/m²
Espesor de losa	30 cm
Pretensado	tendones BBRV de 100 t (cuantía 4,1 kg/m²)

Parking Richemont, Riddes (Sion)

Superficie total de losa	1.200 m²
Luces	12,2 × 9,4 y 6,4 m
Carga útil	1.000 kg/m²
Espesor de losa	32 cm
Pretensado	tendones Cona 0,6" (cuantía 3,1 kg/m²)

Clínica veterinaria kantonal, Zürich

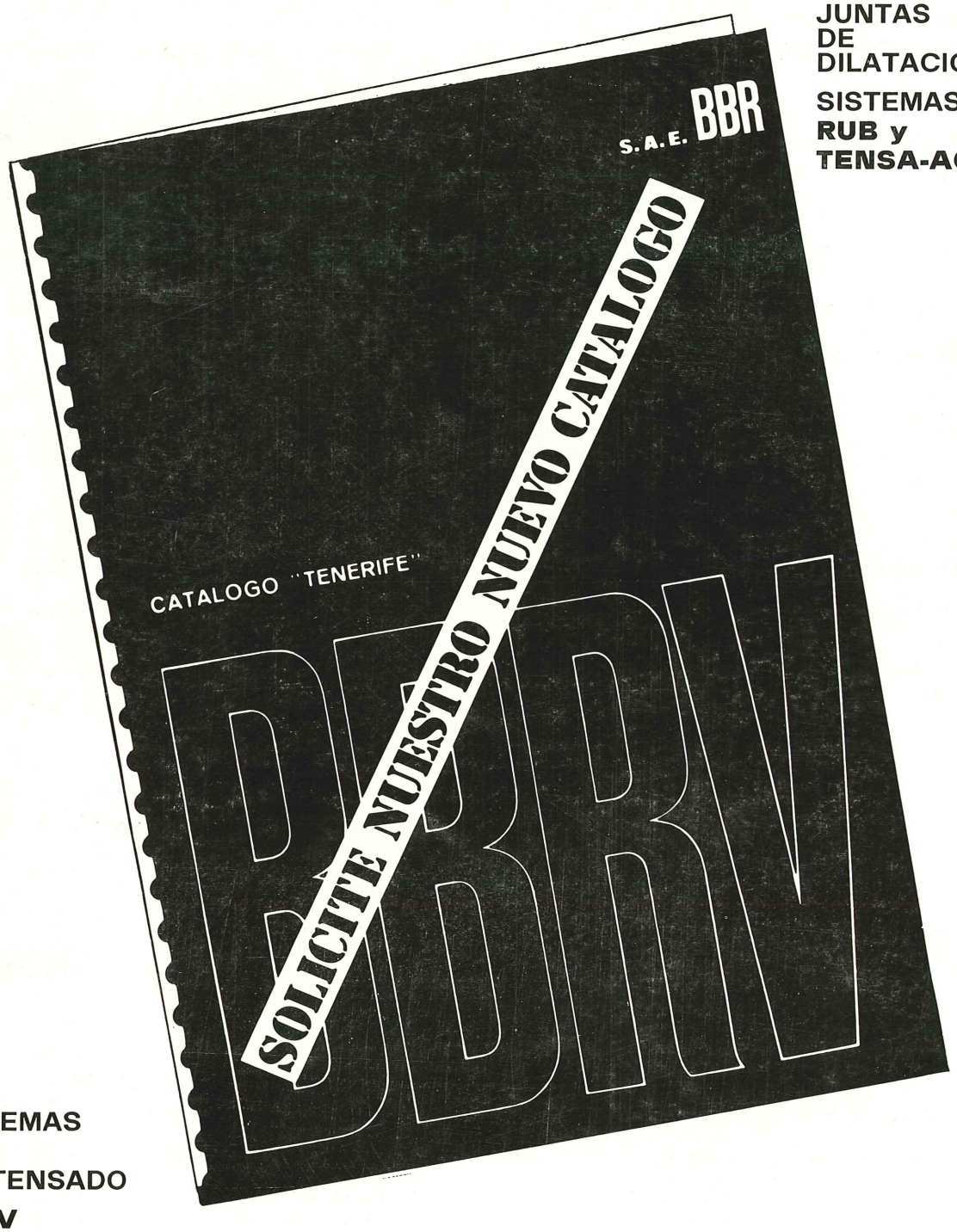
Superficie total de losa	1.470 m²
Luces	7,5 × 5,0 m
Carga útil	1.000 kg/m²
Espesor de losa	32 cm
Pretensado	tendones BBRV de 100 t (cuantía 6,3 kg/m²)

Ampliación de las instalaciones de la escuela, Zufikon

Superficie total de losa	1.216 m²
Luces	9,0/13,5/9,0 × 0,9 m
Carga útil	300 kg/m²
Espesor de losa	36 cm
Pretensado	tendones Cona 0,6" (cuantía 2,4 kg/m²)

Almacén y edificio oficinas, Fehraltort

Superficie total de losa	1.240 m²
Luces	5,0 × 5,0 m
Carga útil	2.500 kg/m²
Espesor de losa	32 cm
Pretensado	tendones Cona 0,5" (cuantía 2,2 kg/m²)



JUNTAS DE DILATACION

SISTEMAS RUB y TENSA-ACME

SISTEMAS DE PRETENSADO

BBRV

S. A. E. BBR

OFICINAS:

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

FABRICA:

Polígono Industrial Barcelonés, CN-II Km. 591, 5
Teléfs. 93/875 10 50 pedir 29 ó 31
ABRERA (Barcelona)

Edificios singulares con vigas Rubiera Preflex

C. ALVAREZ PENALVA
Ingeniero de Caminos

La técnica de la preflexión, suficientemente conocida de ustedes, por diversos artículos en revistas especializadas y por varias comunicaciones presentadas en las Asambleas anteriores, celebradas en Valencia y Sevilla, ha permitido al proyectista, ampliar, en la práctica, su capacidad creativa, poniendo a su disposición un medio muy potente y seguro para la materialización de su proyecto.

A continuación vamos a demostrarlo con unas ideas generales.

De todos conocido es en una estructura, y en particular en una viga el término esbeltez —relación entre el canto y la luz—. Llamaremos «*e*» a la inversa de esta relación.

Si lo combinamos con el que llamaremos factor de carga «*f*» definido por la relación entre la carga total soportada por una viga y su peso propio, podemos tener una idea bastante clara de su capacidad portante y de su utilidad práctica en cuanto al canto que necesita.

Si trasladamos a un diagrama estos dos términos, por ejemplo, en unos ejes coordenados donde las abscisas son «*e*» y las ordenadas «*f*», cada viga viene representada por un punto del plano OEF (fig. 1).

En el diagrama figuran diferentes puntos representantes de distintos tipos de vigas de hormigón armado, de hormigón pretensado (postensadas y prefabricadas de catálogo) y Preflex.

Se observa que el hormigón armado, tiene un campo de aplicación limitado no pasando de $e = 15$, ni de $f = 10$.

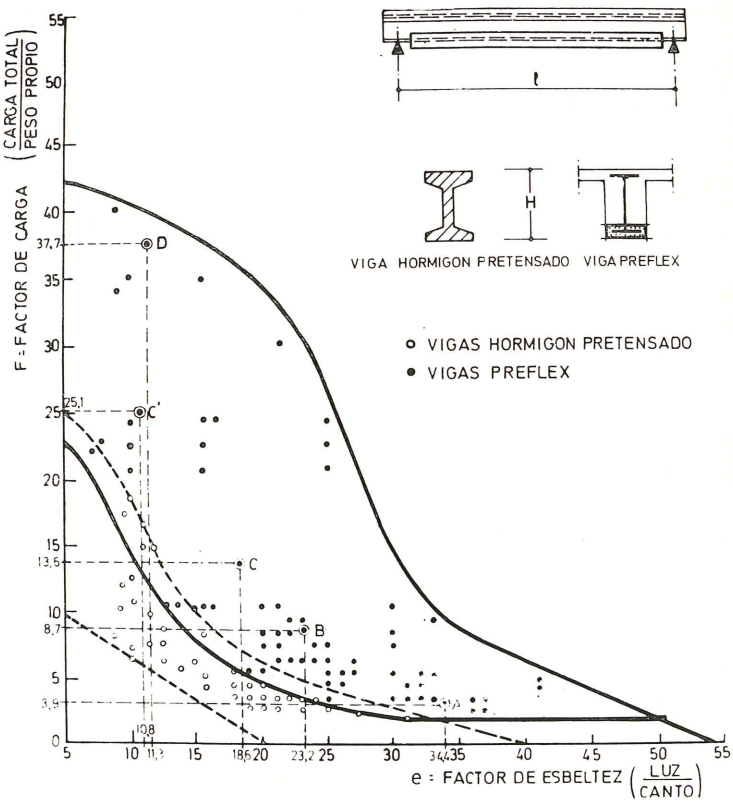


Fig. 1

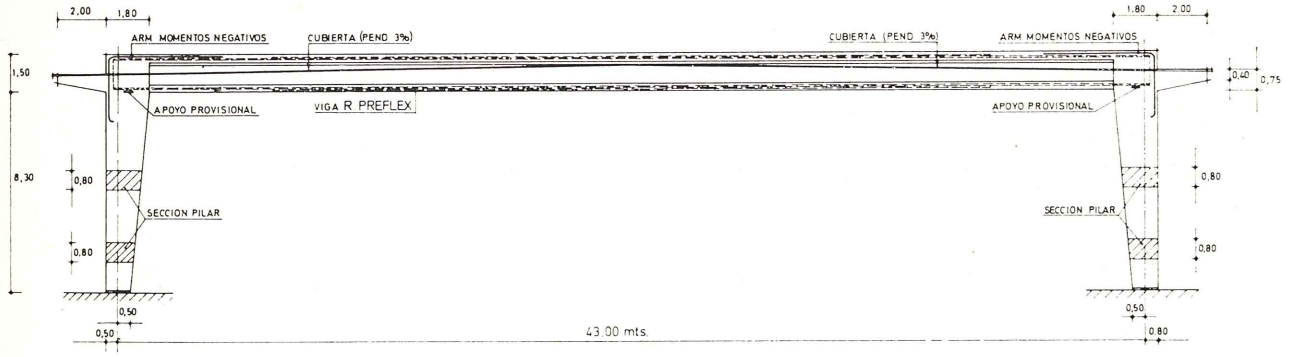
El hormigón pretensado tiene un campo mucho más amplio. Permite esbelteces de 1/30, aunque para conseguirlo se deba disminuir f, es decir, aumentar el peso propio, o lo que es lo mismo, aumentar el número de vigas. En el caso Preflex, el campo de aplicación se aumenta considerablemente existiendo una pequeña zona de solape con el hormigón pretensado tradicional. Toda esa zona, propia de Preflex, en el diagrama es la que ha sido puesta a disposición del proyectista por este sistema.

Veremos algunos ejemplos que justifican lo expuesto anteriormente.

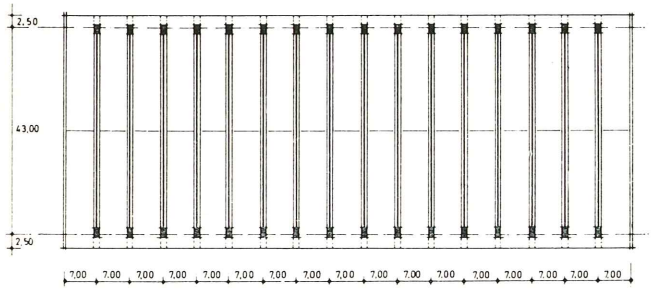
En primer lugar, presentamos un caso de cargas, relativamente pequeñas, por tratarse de una cubierta con una luz grande de 43 m.

Se trata de un tinglado, actualmente en construcción, en el puerto de Algeciras (fig. 2). La estructura la forman 16 pórticos separados 7 m entre ejes. Los pilares son de hormigón armado, articulados en la base. Los dinteles lo forman las vigas Preflex que se empotran en el pilar mediante unas armaduras en espera, hormigonándose posteriormente el nudo. La carga total por metro lineal de viga es de 3,22 t y el peso propio de 0,83 t (fig. 3). Por lo tanto $f = 3{,}87$. El canto es de 1,25 m y por lo tanto, $e = 34{,}4$. Estamos en el punto A del diagrama anterior. Los pilares se han prefabricado en el suelo en un encofrado fijo. Asimismo, se hormigona en el suelo la cabeza de compresión de la viga. El montaje de ambos elementos se realiza con grúa automóvil. Sólo queda para terminar la estructura de la nave, hormigonar los nudos y las vigas de atado entre pilares y colocar las correas y la cubierta. El transporte de las vigas se ha realizado, sin mayores inconvenientes, por carretera.

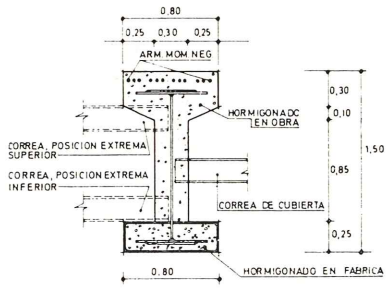
Al realizar el proyecto se barajaron, además de esta solución, otras metálicas, resultando ésta la más económica. Vemos, por lo tanto, que el hormigón pretensado, racionalmente empleado, puede incluso competir en soluciones que eran campo propio de la estructura metálica, con plazos de ejecución similares.



PORTICO TIPO



PLANTA VIGAS R PREFLEX



SECCION VIGA R PREFLEX TIPO

TINGLADO EN EL PUERTO DE ALGECIRAS

Fig. 2

En segundo lugar, presentaremos unas vigas de menor luz, pero con unas cargas mucho más fuertes (fig. 4). Se trata de la cubierta del patio de operaciones del nuevo edificio central de la Banca López Quesada. El edificio se ha reconstruido en el antiguo Palacio de Villahermosa, en la Plaza de Neptuno de Madrid. Hubo que conservar durante la demolición y construcción del nuevo edificio, la fachada, de corte neoclásico. El patio de operaciones está formado por un rectángulo de 19 × 43 m. Su cubierta sirve para dotar de una zona ajardinada a la zona de oficinas y despachos de presidente y consejeros, que están a la cota de la planta de cubierta del patio, en otra parte adyacente del edificio. La solución estructural está formada por cuatro vigas Preflex, separadas 8,6 m. Estas vigas soportan las reacciones de unos perfiles metálicos alveolados transversales que con otras correas perpendiculares a éstos, forman el entramado que soportan las cargas. Estas son fuertes, debido a la capa de 50 cm de altura de tierras existente entre los lucernarios para formar la zona ajardinada. Las reacciones de los perfiles que apoyan en las vigas Preflex son de 30 t, lo que da para la viga una carga total de 10,5 t. Como el peso de la viga es de 1,2 t, estamos en un $f = 8{,}75$. Su canto es de 0,80 m y, por lo tanto, $e = 23{,}2$. Estamos en el punto B del diagrama.

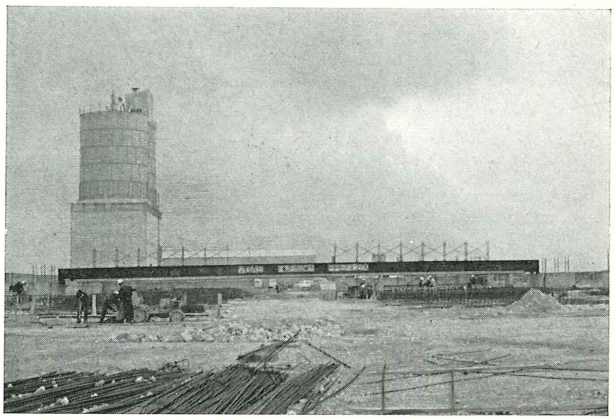


Fig. 3

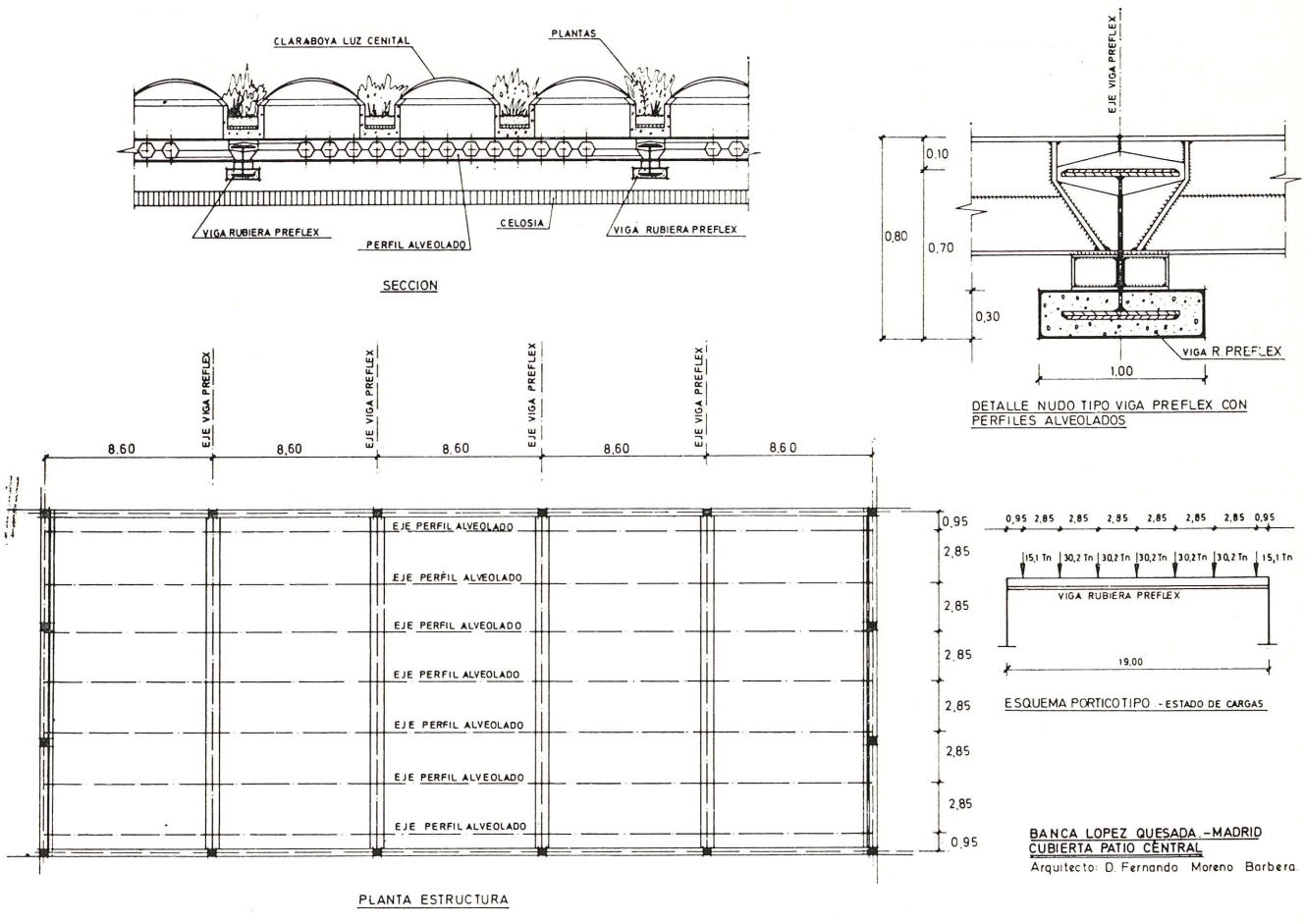


Fig. 4



Fig. 5

El montaje de las vigas se tuvo que hacer en dos fases, debido a la conservación de la fachada del antiguo palacio. Se tuvieron que introducir las vigas por una ventana haciéndolas rodar sobre unos raíles, y una vez dentro, se levantaron con trócolas, hasta su posición definitiva (fig. 5). Para no transmitir ningún esfuerzo de flexión al pilar, se hizo un extremo en forma de horca cuyos brazos apoyan en dos perfiles laterales soldados a unas chapas en espera en el hormigón.

El patio de operaciones terminado ofrece este aspecto (fig. 6). Es de agradecer a la propiedad, el Banco López Quesada, al Arquitecto don Fernando Moreno Barberá, y a la empresa constructora Agromán, el cuidado que han puesto en conservar las esencias del antiguo palacio y del noble entorno de la zona que le rodea.

En este mismo edificio se han situado otras vigas como la que se ve en la foto (fig. 7), que soporta la carga de un pilar que nace sobre ella. La supresión de este pilar permite una mayor comodidad de maniobra en los aparcamientos de los sótanos. Esto nos sirve, por su similitud de tipo estructural, de introducción al tercer ejemplo que presentamos.

Se trata del edificio, sede del Banco de Bilbao, en Palma de Mallorca. Consta de cuatro sótanos, planta baja y nueve plantas. El banco destinó la planta baja para patio de operaciones. Motivos funcionales y de prestigio exigen que este patio esté exento de pilares en la medida de lo posible (fig. 8). En este caso, el arquitecto proyectó un patio de unos 18 m sin ningún pilar. Trasladar esta ausencia de pilares a las plantas superiores no es ni funcional ni económico, por lo que se impone un cambio en el ritmo de la estructura, entre la planta baja, con luces muy importantes y las plantas superiores con luces normales en edificación. Esto exige disponer en techo de planta baja unas jácenas importantes sobre las que nazcan pilares que permitan a las plantas superiores volver a las luces normales.

Este caso se ha resuelto con las vigas Preflex que se aprecian en la planta. Todas tienen un canto de 1,00 m. La viga con 18,55 m de luz, tiene una carga total equivalente a 19 t, con un peso propio de 25,5 t, $e = 18{,}6$, $f = 13{,}65$.

La viga 12 en la que embrochala la 5, recibe además un pilar, con lo que soporta en estas condiciones una carga total de 342 t, con un peso propio de 13,6 t. Como su luz es de 10,80 m, $e = 10{,}8$, $f = 25{,}1$. Estamos respectivamente en puntos C y C' de la figura.

El edificio está en la actualidad prácticamente terminado. Como es natural, las vigas se trasladaron por vía marítima a Palma y se montaron con una grúa automóvil que circuló sobre el forjado de planta debidamente apuntalado. El resto de la estructura es metálica, permitiendo el perfil de acero de la viga Preflex todas las uniones propias de una estructura de este tipo.

En la figura 9 se aprecia una fase del montaje y el espléndido aspecto de amplitud de la planta con las vigas colocadas.

Por último y como ejemplo más singular, describiremos el de un edificio para apartamentos en Sangenjo (Pontevedra).

El solar sobre el que está construido es una estrecha faja de terreno de 6 × 58 m, entre la carretera general y la playa de Sangenjo, producto del deslinde de la zona marítima y terrestre. Adquirido por poco dinero, sin embargo, sólo había posibilidad de conseguir cuatro apartamentos habitables por planta, en una franja tan estrecha. Sin embargo, la comandancia de marina deja volar hacia la playa. Esta circunstancia, la aprovechó el arquitecto para duplicar la superficie

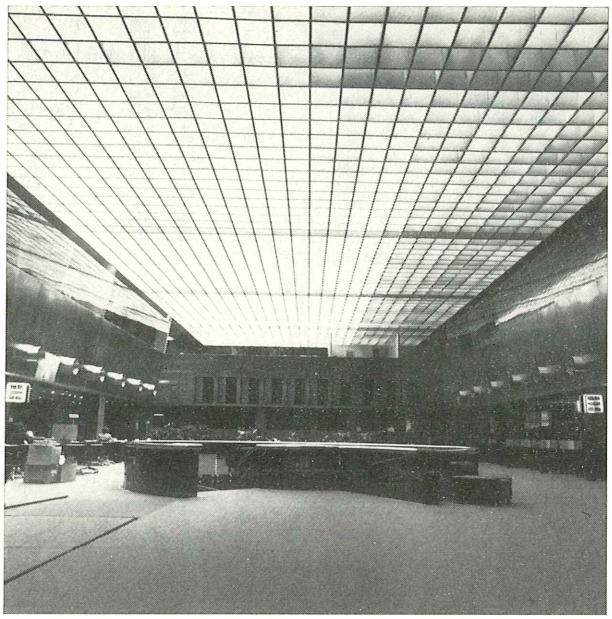


Fig. 6

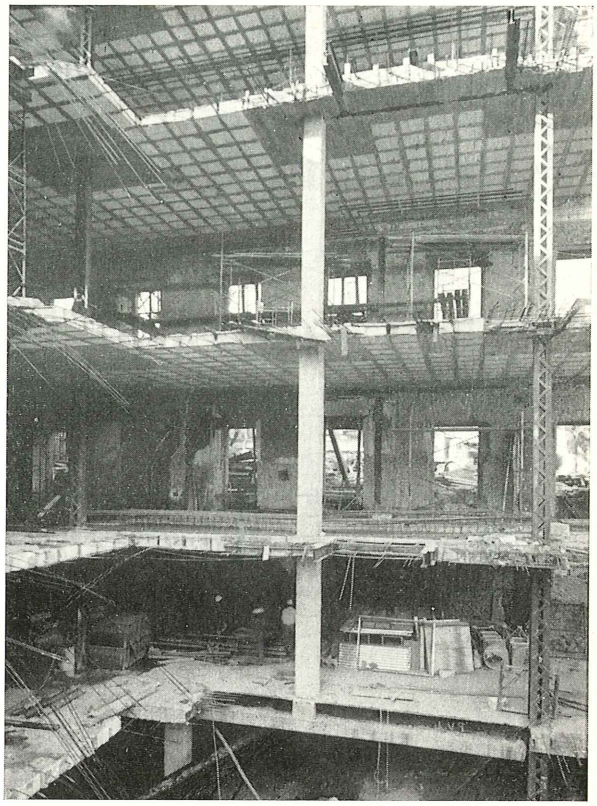


Fig. 7

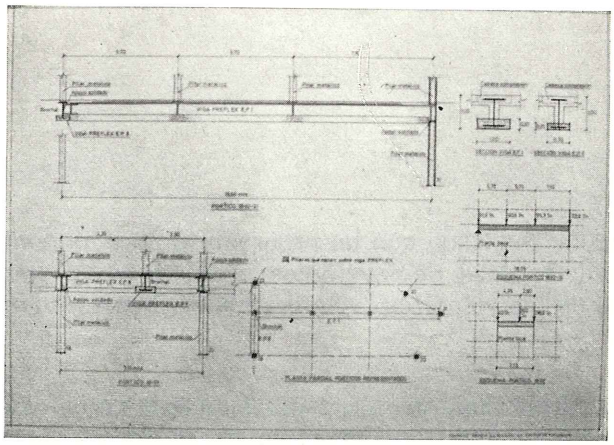


Fig. 8

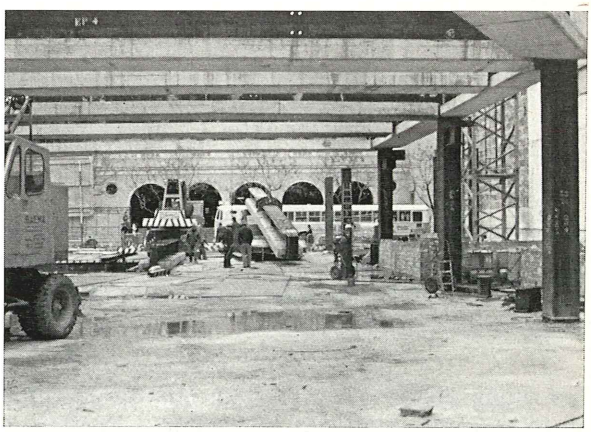


Fig. 9

construida en las plantas, volando 5 m hacia la playa y 1 m hacia la carretera, según permitían las ordenanzas. De esta manera, se consigue obtener 7 apartamentos por planta, haciendo mucho más rentable la construcción (fig. 10).

La estructura está formada por 13 pórticos paralelos, con separaciones que oscilan entre 3 y 7 m. Su tipología es similar en todos. Dos apoyos separados 5,80 m entre ejes, en sus dos primeras plantas, sobre las que apoya una gran jácena Preflex que vuela 5 m del lado de la playa y en el extremo de las cuales nace un pilar que permite que las ocho plantas por encima se resuelvan

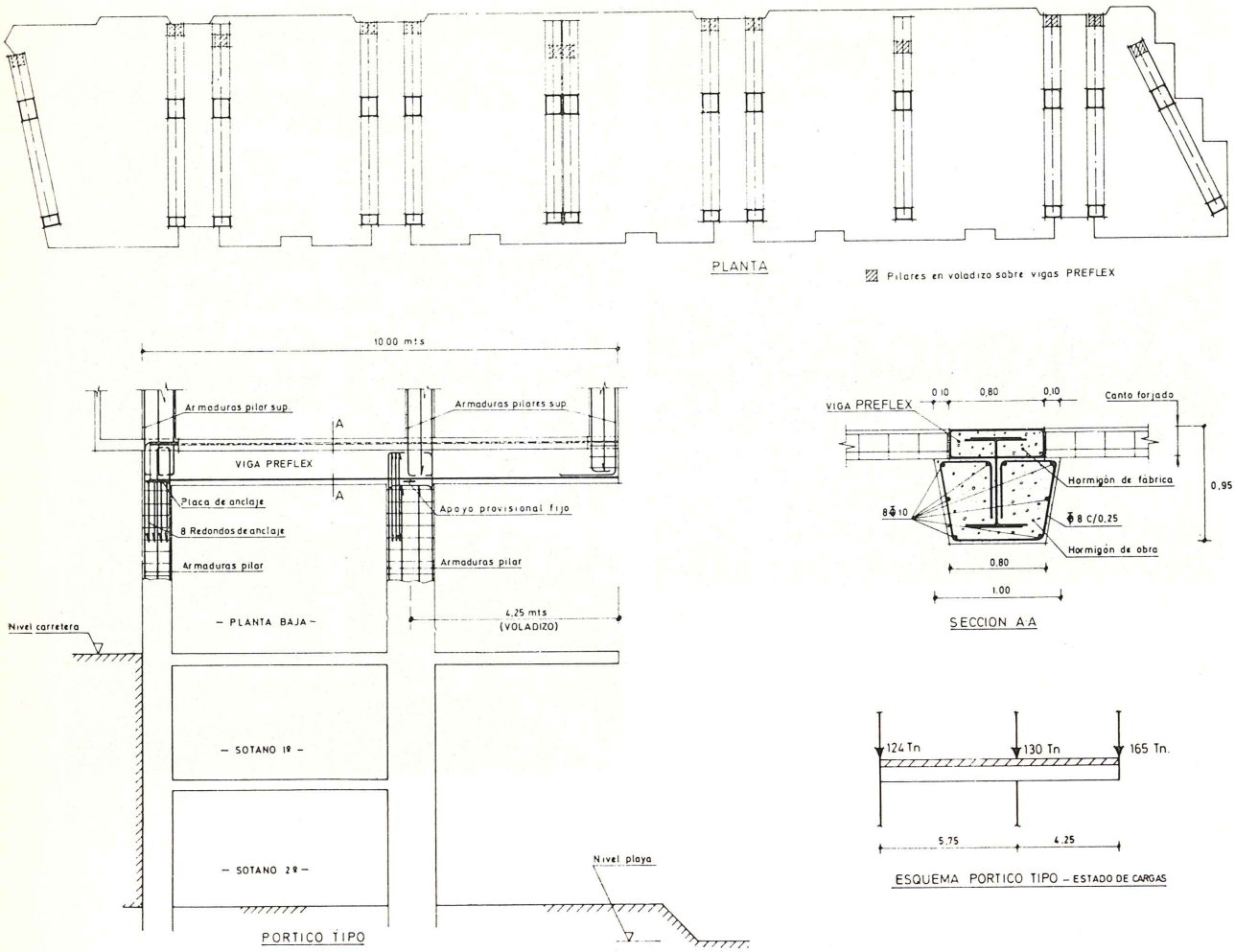


Fig. 10

con una estructura de forjados normales. El cálculo, realizado con un programa Stress ha comprendido 4 hipótesis y sus combinaciones compatibles más desfavorables: edificio totalmente cargado; edificio cargado solamente en la zona de los voladizos; viento de la izquierda y viento de la derecha.

Las vigas pesan 4 t y reciben una carga total de 151 t. Como la mayor parte de esta carga está en el extremo, equivale, en cuanto a flechas, a una viga 2,52 veces de la luz del vuelo, es decir, 10,7 m. Como el canto es de 0,95 m, $e = 11{,}3$, $f = 37{,}7$. Estamos en el punto D de la figura.

La flecha de la hipótesis más desfavorable resultó 18 mm.

El montaje de las vigas se realizó desde la carretera con una grúa automóvil (fig. 11).

El principal problema constructivo era el anclaje de la viga al pilar posterior. Se ha resuelto con unas pletinas soldadas al perfil metálico de la viga y atornilladas al muro de los sótanos. El edificio está actualmente terminado. En la figura 12, se aprecia su aspecto durante su construcción.

No queremos terminar esta comunicación sin hacer mención de una ventaja que presentan las vigas Preflex en su resistencia al fuego.

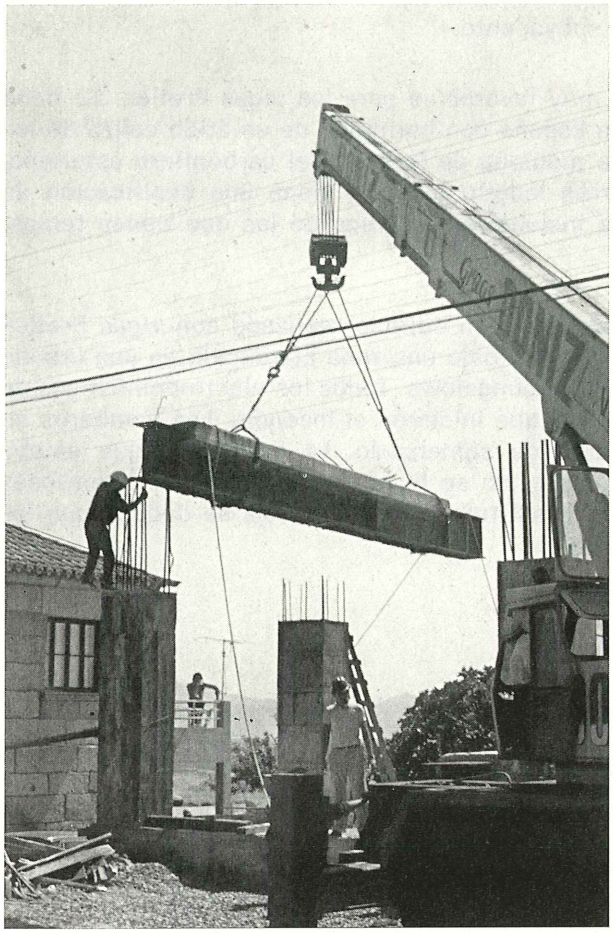


Fig. 11

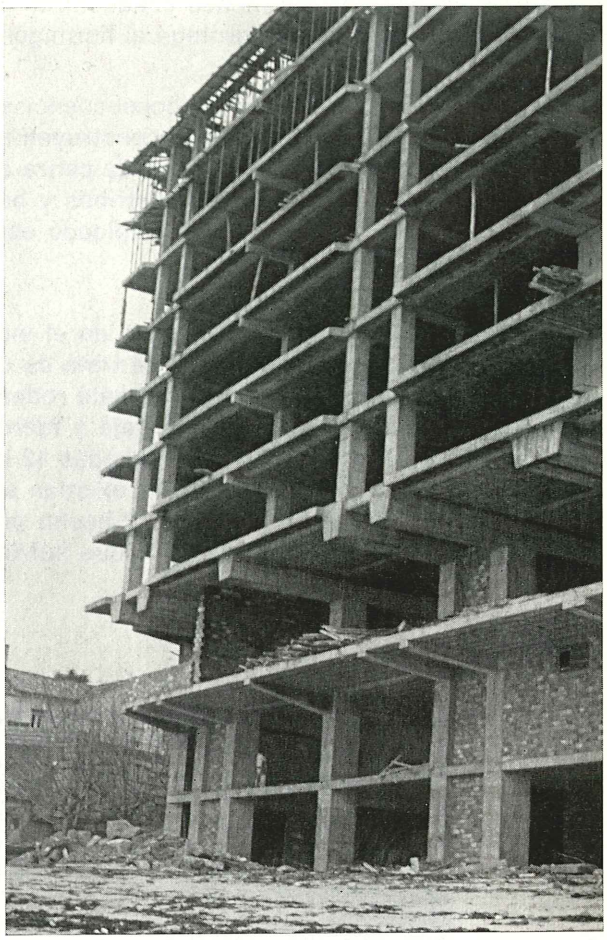


Fig. 12

El trabajo «Contribución al estudio del comportamiento al fuego del hormigón pretensado», de R. Baus, A. Brenneisen y J. M. Longueville, traducido al castellano en el núm. 101 de la revista HORMIGON Y ACERO (4.° trimestre de 1971), contiene lo siguiente:

«Los aceros duros y semiduros tienen una temperatura crítica de ± 650° C; a partir de 500° C su dilatación deja de ser lineal.

Los aceros de pretensado tienen a 450-500° C la temperatura crítica, y a 300 C° el alargamiento deja de ser lineal.

Temperaturas críticas estimadas y confirmadas: 450° C para pretensado y 650° C para armado.

Las deformaciones aumentan rápidamente cuando la temperatura del acero sobrepasa 300° C para pretensado y 450° C en armado.

La existencia de estribos aumenta hasta un 40 % la resistencia al fuego, contribuyendo a conservar intacto el recubrimiento.

Los hormigones con árido silíceo resisten peor la acción de la temperatura.

La resistencia aumenta con el contenido en cemento.

Los áridos calizos son los menos conductores del calor y más resistentes porque forman una película superficial de cal que protege al hormigón subyacente.»

De lo anterior se puede deducir consecuencias muy favorables para las vigas Preflex. Se debe tener en cuenta que estas vigas se construyen en España con hormigón de un árido calizo de excelentes cualidades, como es la llamada caliza de montaña de la base del carbonífero asturiano, y que el hormigón va armado con estribos y barras longitudinales y tiene una dosificación de cemento muy alta. El acero A-52d empleado está incluido en el grupo de los que tienen tempetura crítica de 650°.

Esto explica las observaciones hechas en el incendio de un edificio realizado con vigas Preflex en la vecina isla de Gran Canaria. Se trata de un garaje bajo una zona ajardinada en una urbanización de la Playa del Inglés. El jardín está rodeado de bungalows. Todos los electrodomésticos de éstos estaban almacenados en el garaje y fueron los que iniciaron el incendio. Los bomberos no pudieron entrar en el recinto hasta pasadas 12 horas de comenzado. La estructura que estaba cargada al máximo, pues los jardines existían siempre, no se hundió a pesar de las numerosas horas de fuego. Del estudio posterior hecho por el Instituto Eduardo Torroja se deduce que las vigas cogieron flecha debido al calor que sufrieron.

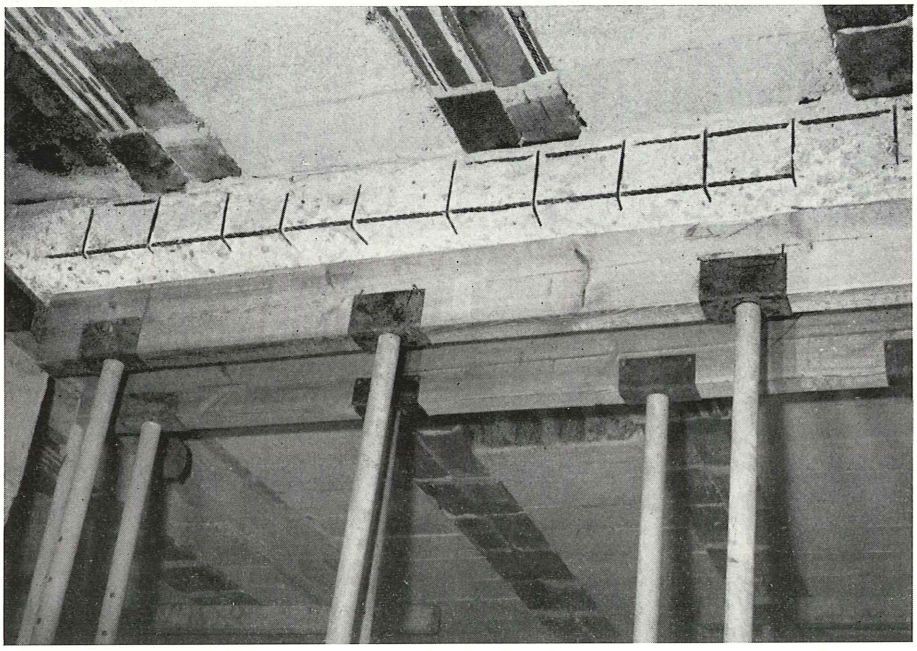


Fig. 13

El hormigón de recubrimiento se deterioró en parte como se ve en la figura 13. La composición macromolecular del acero no cambió, lo que prueba que no estuvo sometido a temperaturas elevadas, por una parte debido al recubrimiento de hormigón precomprimido y, por otra, por la fácil transmisión del calor hacia arriba a través del perfil metálico. Como consecuencia de todo esto, el coeficiente de seguridad a rotura de las vigas no se modificó. No habrá necesidad de reforzar la estructura, aunque sí algunos paños de forjado.

Esperamos en un futuro próximo poder ofrecer el informe de este estudio que puede aportar nuevos datos en un tema tan interesante.

591-2-94

Ponencia relativa a los puentes construidos entre 1971 y 1975

C. FERNANDEZ CASADO
Dr. Ingeniero de Caminos

La construcción de las autopistas de peaje en los tramos Bilbao-Behobia, Barcelona-Tarragona, autopista del Ebro, autopista del Atlántico, etc., y las redes arteriales de ciudades entre las cuales Pamplona, Vitoria y el tercer cinturón de Madrid, así como carreteras de nueva planta como las de los accesos a Galicia han dado lugar a un empleo intensivo del hormigón pretensado para sus puentes tradicionales, viaductos de gran altura, obras de paso a distinto nivel y viaductos urbanos. De acuerdo con esta enumeración de puentes por sus funciones vamos a ordenar el gran conjunto de obras que han sido presentadas a esta Asamblea.

1. En puentes sobre río tenemos el puente de Molins del Rey que sustituye en la N-I, al puente derribado que existía desde la época de Carlos III, en hermosa sillería, cuya belleza era patente y cuya solidez se demostró en la concienzuda y difícil voladura de sus excelentes fábricas. Es el récord actual de puentes de tramo recto en todas sus especialidades con sus 125 m de luz, construido por avances en voladizos sucesivos realizados «in situ», mediante carro y proyectado por J. A. Torroja. Se forzaron las secuencias de construcción por motivos del plazo, llegándose a un ritmo de cinco días por sección, con longitud también extraordinaria de 6 m.

2. El puente de la ría de Orio en la autopista Bilbao-Behobia tiene un vano extremo de 89 m que salva el canal de navegación, realizado estructuralmente mediante ménsula de 24 m empotrada en el estribo, y soportando un dintel de 65 m que se prolonga del otro lado para compensar flexiones por continuidad en los vanos adyacentes. Empalma después con tramos típicos de la autopista simplemente apoyados de vigas prefabricadas de 45 m de luz. Toda la construcción de los tramos especiales se ejecutó sobre cimbra apoyada mediante puntales verticales en la parte de tierra y muy inclinados en la zona sobre el agua. Se proyectó por J. Martínez Cólliga.

3. Otro puente de río construido también por voladizos sucesivos es el paralelo al de San Martín sobre el Tajo en Toledo, con tres vanos continuos de 42+84+42 m, realizado con un solo carro avanzado desde las dos pilas hasta el centro del puente. Proyectado por R. Cuvillo.

4. Un puente especial mixto empleando horm entre sí y con los apoyos finales. Se salvan bre los apoyos centrales, y estructura mixta con acero Cor-ten y hormigón pretensado, en los tres dinteles que enlazan estas célulasigón pretensado en dos células triangulares soluces de 50+100+50 en el río Llobregat a corta distancia del antiguo «Pont del Diable» de origen romano. El respeto a este puente y el encajar perfectamente con él y con las márgenes ha conducido a remodelar el espacio en el ámbito que delimitan los dos puentes que se enfrentan con gran oblicuidad. El cuidado en el diseño del puente y en los vanos que los enlazan ha permitido conseguir una perfecta armonización de ambas obras. Es proyecto de Fernández Ordóñez, Martínez Calzón y Pifarré Merola.

5. En los viaductos que se caracterizan por su gran altura de pilas tenemos el viaducto de El Carril, con tres vanos principales de 108 m entre dos series de dos simétricos de 54+48 m. Sección transversal en cajón con voladizos, y pilas rectangulares también en cajón, con la misma latitud que aquél. Es proyecto de Eficsa y se construyó mediante avance por voladizos sucesivos moldeados «in situ».

6. También por voladizos sucesivos con avance de carro se han construido los dos viaductos: el de Frieira sobre el Miño con luces de 32,5+65+32,5 y el del Azufre en los accesos a Galicia sobre el Sil con vanos de 35+130+65 proyectados por M. Juliá Vilardell. En el segundo, que será el de mayor luz en nuestro país, se construyeron los tres vanos mediante dos carros, partiendo ambos desde cada pila para realizar el dintel en dos etapas. Como éste era de tipo continuo apoyado verticalmente sobre las pilas, se dispuso un apoyo provisional supletario en torre metálica anclada en la dovela 2.

7. Por voladizos sucesivos tenemos un puente sobre el Ebro en Ascó con un dintel de tres vanos del tipo clásico y luces 48+96+48. El proyecto es de J. A. Torroja, R. Chueca y J. M. de Villar.

8. Otros dos viaductos importantes corresponden a los accesos al tramo principal de Rande (tramo metálico atirantado de 400 m de luz) que están constituidos por tramos continuos con luces variables desde 30 a 50 con longitudes totales de 106 y 753 m sobre pilas de sección cajón rectangular. El proceso constructivo se llevó a cabo mediante tramo metálico auxiliar, que va desplazándose, por autolanzamiento, llevando cimbra y encofrado para construir de una vez la longitud correspondiente a un vano. El proyecto es de F. del Pozo.

9. El viaducto de Serín en el triángulo Oviedo-Gijón-Avilés, con vanos principales continuos de $55+3\times70+55$ m, se construyó también mediante cimbra metálica que realizaba vanos completos con avance del quinto de la luz siguiente, trasladándose a las sucesivas posiciones.

10. Dos puentes proyectados por ingenieros españoles de tipo pórtico en π con apoyos en extremidades y pilas de gran altura que dan flexibilidad para que las flexiones transversales de éstos no sean importantes, son el del río Juanambú en Colombia, con luces de 45+90+45, proyectado por: Torroja, Chueca y Villar, y el del río Guayllabamba en Ecuador, proyectado por: Fernández Casado, Manterola y Fernández Troyano. Construidos ambos por voladizos sucesivos, el primero con dos con dos carros que funcionaron en dos etapas desde cada una de las pilas y el segundo con un solo carro, ejecutando «in situ» previamente los dos vanos laterales. Este segundo puente es una transposición a menor tamaño del puente de Priego construido anteriormente en el embalse de Iznajar.

11-12. En puentes ferroviarios tenemos los del ramal Sans-Aeropuerto de Barcelona, con tramos de luces desde 18 a 29 m de dintel continuo en sección cajón trapecial con alveolo circular sobre pilares rectangulares construidos mediante andamio tubular. Una disposición interesante en el viaducto de San Baudilio es la correspondiente al tramo «en pérgola» de 132 m de longitud, implantado sobre dos pórticos con hileras de pilares a 14 m de separación que soportan vigas transversales cada 2 m, que se prefabricaron.

13. En la autopista del Ebro se ha adoptado, para los pasos sobre ella, la solución de tramos independientes por vano en los viaductos normales, con vanos de 33,40 m de luz en el primero construido; y de losas continuas de dos a seis vanos, en las obras de los enlaces como el de Villarrodona, que se describe en la comunicación, con losa de 1,10 de canto y cuatro vanos de 13+21,375+27,862+13 m. El proyecto de estos puentes es de la división de estructuras de Ibering.

14-15. Por Ibering ha sido proyectado también el enlace de Reus en la Autopista Barcelona-Tarragona, con una losa continua de 10+18,50+17,37+10 para uno de los ramales y otra del mismo tipo con 10+19,29+31,87+13 con 1,30 m de canto constante.

16. Un enlace complicado a tres niveles es el del entronque en Bilbao de las autopistas Bilbao-Behovia y Bilbao-Santander, en el cual los ramales de entrada a Bilbao son elevados formando dos plataformas superpuestas de planta en Y. En realidad se trata de cuatro estructuras independientes y dispares con dintel continuo de tres, cuatro y cinco vanos, utilizando dos secciones transversales diferentes: losa aligerada cuando las luces eran inferiores a 25 m y sección en π hasta vanos de 41 m que son los mayores. Proyectados por M. Moneo.

17. Un viaducto con vanos de vigas prefabricadas de 27,38 m de longitud construido mediante siete vigas prefabricadas y a tope en cabezas superiores y caja de hormigón complementaria de solidaridad en tres vanos para el viaducto de Barranco Hondo en Tenerife.

18. Otro viaducto de tramos simplemente apoyados con vigas prefabricadas es el de La Baells, en el río Llobregat. Lo integran 10 tramos centrales de 44 m y dos de 22 m.

19. Estructura sobre la futura autopista desde Nudo Norte en el tercer cinturón a Las Rozas con anchura de 19 m y luces de 17+47+17 con losa aligerada de canto variable desde 1,10 a 2,30 m y una latitud de 11 m, complementada por voladizos variables para llegar al total de la plataforma que se desarrolla en curva.

20. Dos pasos de características análogas sobre la autopista de Villalba-Villacastín, con la misma anchura de plataforma, esviaje similar próximo a los 75°, y luces 13+36+13, con losa aligerada de canto variable entre 0,75 y 1,80 m.

21-22-23. Una serie de estructuras especiales, proyectadas por J. J. Arenas de Pablo, corresponden al cinturón de ronda de Pamplona. El primero es el paso de Santa Lucía con un dintel continuo de luces 20,40+34,00+20,40 de sección transversal trapecial con fuertes voladizos en cabeza superior. El segundo corresponde al paso bajo la playa de vías de la estación del ferrocarril con dos vanos de 18 m en losa aligerada de sección constante. El tercero es el puente de San Jorge sobre el Arga, salvado mediante dos luces continuas de 43,60 m con sección cajón monocelular y perfil con intradós curvo.

24-25. Los dos últimos son: el que salva el camino de la Fuente de Hierro mediante dos obras paralelas independientes con luces de 20+30+20 m y el del camino de El Sadar con vanos de 16+24+16. La sección de ambos es de la misma forma en doble ala de gaviota con una zona central de altura constante de 1,10 y de 0,90, respectivamente, en cada una de ellas.

26-27. En la misma comunicación se presentan dos puentes del tipo pórtico con pilares convertidos en células triangulares. Uno es el del río Ara en Boltaña con luz de 45 m y el otro el de Lumbier sobre el río Irati con luz de 52 m.

28-29-30. En el cinturón tercero de Madrid el grupo Carlos Fernández Casado, S. A., aporta tres puentes sobre el Manzanares, uno para sustituir al de San Isidro y dos para acompañar al puente de Toledo, los tres con luz central de 43 m para salvar la canalización del río, compensados por los vanos que le acompañan y cruzan las dos vías principales del cinturón.

31-36. En la zona opuesta del cinturón tenemos el nudo Norte, donde se articula la bifurcación con la autopista de Madrid a Villalba y la entrada a la capital, en nudo a tres niveles con geometría triangular y un paso paralelo a cierta distancia en la calle de Mauricio Legendre, para complementar dicha entrada, con dintel de geometría muy complicada, por los condicionamientos del paso de galerías del canal de Isabel II y las oblicuidades de las vías inferiores. El paso de la N-I de Madrid-Francia da lugar al nudo Manoteras, muy abierto, con dos obras paralelas dentro de él y una a cierta distancia para un paso complementario, con vanos de 12,80+40,0+12,80 los dos primeros. En la última, construida con vigas prefabricadas industriales a la presión final de un plazo muy breve organizada en dos vanos de 30 m con apoyo central muy cuidado.

37. También se exponen en esa ponencia una serie de viaductos elevados y en curva, para el trozo de Valdepereira a Quines en los accesos a Galicia, con dinteles prefabricados de vigas con 32 m de luz y pilares también normalizados con variante para ajustarse a los quiebros en planta curva.

38-39. Dos acueductos interesantes construidos en el Trasvase Tajo-Segura son el de Campos del Río y el de la Zarza, donde se ha adoptado una solución de tramos continuos de 35 m de vano, en longitudes sin junta de 200 m máxima, hasta alcanzar la longitud total de 566 en el primero y a unos 300 m en el segundo. Se ha utilizado el sistema de pasarela auxiliar englobando cimbra y encofrado, autolanzable y autoportante. Las alturas de pilas llegaron a 30 m. Las características de las cajas de ambos acueductos son idénticas.

En cuanto a normalización de puente por prefabricación industriales existe una comunicación de M. Aguiló, J. A. Fernández Ordóñez y J. Martínez Calzón, que detallan las características de los tres elementos fundamentales: pilas, viga cajón y placas de tablero, pudiendo también normalizar las pilas, llegándose así a unos índices de prefabricación muy elevados.

Una comunicación de J. A. Llombart comienza con unas consideraciones generales sobre los tramos simplemente apoyados con vigas prefabricadas, donde se vuelve a las soluciones iniciales de vigas transversales y losa de forjado «in situ» pretensadas, que el autor juzga más convenientes que el sistema actual de forjado. A continuación pasa a enumerar algunos viaductos en cuya construcción ha intervenido. Se trata de vigas longitudinales en V con luces de 35,60 m en el río Ulla, cerca de Santiago de Compostela; 32,20 m en el de Requejo-La Canda; 35 m en el de Biriatov; 32 m en el enlace de Montmeló.

En la comunicación de C. Alvarez se exponen las últimas realizaciones del «sistema Preflex» en nuestro país, en las que se ha llegado a esbelteces de 1/20 para vigas prefabricadas en taller, pero afinando a 1/30 cuando se ejecutan «in situ», y al 1/40 cuando se da continuidad a los tramos. Estos puentes son: un paso superior sobre la autovía Sevilla-Alcalá de Guadaira, con vigas de 17 y 23 m de longitud y canto 0,55 m; el de la Ría de Aboño, con 26,50 m y altura de 0,90; paso superior en Hospitalet, con 33,50 m y 1,60; puente sobre el Bidasoa en Vera, con viga de 37 m, y el del río Nalón, cerca de Soto de Ribera, con 44 m de luz.

También se consignan realizaciones en puentes para ferrocarril, que son un paso en la línea Sevilla-Aznalcollar, con vanos de 19,85 m; otro sobre el río Oñar en Gerona, de 27,50 m de luz; puentes en la línea Verina-Puerto de Musel, con vanos de hasta 26,50 m; en la línea de Oviedo-Gijón un puente de 29 m de luz y, en San Sebastián, un puente para vía estrecha con 17 m, con 0,70 m de canto.

Como vemos por esta exposición de características estructurales y sistemas constructivos, en estos últimos tres años se han puesto a punto todos los tipos de estructuras de hormigón pretensado y todos los sistemas constructivos actualmente válidos.

Así, tenemos soluciones de vigas continuas a veces con gran curvatura en planta, tanto en luces alrededor de 30 m, típicas de los viaductos urbanos construidos generalmente sobre andamios, y también tramos continuos hasta 130 m de luz en viaductos de gran altura, construidos generalmente por avance en voladizos sucesivos mediante dovelas o con carro. En relación con este último punto debemos llamar la atención sobre el extraordinario acueducto del transvase Tajo-Segura, ya terminado, en todas sus secciones, y sobre el hecho curioso de que mientras esta obra se construía por la Dirección de Obras Hidráulicas, avanzando en voladizos sucesivos por dovelas, batiendo con gran éxito los récords de este sistema constructivo, la Dirección General de carreteras prohibía el empleo del sistema de dovelas en los puentes que construía su departamento.

Tenemos además los sistemas constructivos de empujamiento que se han aplicado por coincidencia puramente factual, únicamente en tramos continuos de ferrocarril, existiendo además en construcción un gran acueducto, el del río Alcanadre, perteneciente al canal de Cinca, en el cual se empezará pronto a construir el dintel principal con luz de 60 m para lanzarlo por este procedimiento, batiendo también algún récord importante.

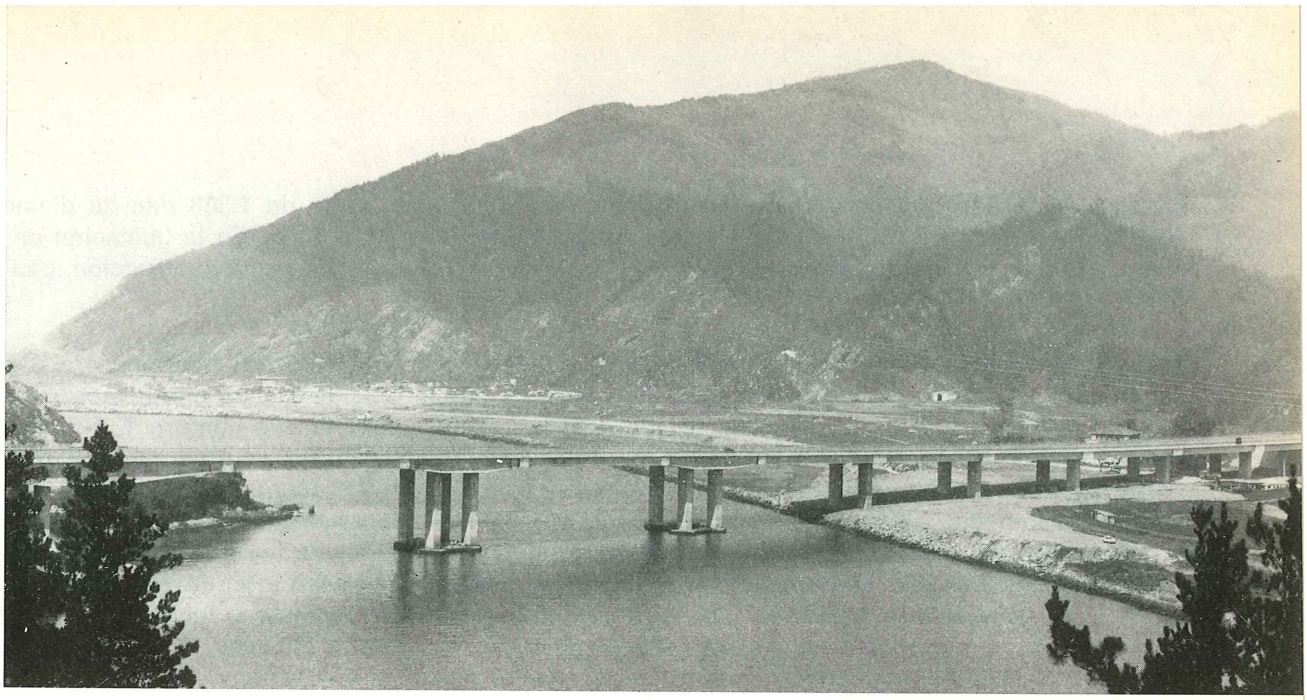


Fig. 1. Viaducto de Orio

591 - 2 - 95

Viaductos de Orio y La Baells

J. MARTINEZ COLLIGA
Dr. Ingeniero de Caminos

INTRODUCCION

Los viaductos de Orio y de La Baells son dos de nuestras más recientes realizaciones en hormigón pretensado, construidos por Sociedad Anónima Ferrovial; el primero sobre la Autopista Bilbao - Behobia fue terminado en el mes de julio del pasado año 1974 y el segundo, sobre una variante de carretera, cerca de la ciudad de Berga, se terminó hace unos meses, en junio de 1975. Ambos se encuentran en servicio.

VIADUCTO DE ORIO

Está situado sobre una alineación recta y en un acuerdo vertical cóncavo, tiene 23 m de ancho, dividido en dos tableros de 11,50 m y con sus 480 m de longitud, es el más largo de la Autopista.

Cruza la Ría de Orio en 255 m y el resto de 224 m, discurre sobre la playa con alturas entre los 15 y los 20 m.

El primer tramo sobre el agua es de 89 m y canaliza la navegación. A partir de ahí las luces disminuyen hasta estabilizarse en 45 m en los tramos de acceso sobre la playa.

El tablero resuelto para los tramos sencillos con 5 vigas prefabricadas, simplemente apoyadas en las pilas, pasa en los tramos sobre el agua a apoyar sobre ménsulas equilibradas que permiten ampliar las luces. El voladizo sobre la primera pila que soporta el tramo más largo es de 24 m de longitud y al no estar compensado por el lado que da a tierra se ancló convenientemente al estribo (fig. 1).

Merece destacarse principalmente la ejecución de 2.200 m de pilote de 1.500 mm de diámetro perforados con el sistema Benoto y con profundidades entre 30 y 50 m. En la ubicación de las pilas sobre la Ría hubieron de realizarse recintos de tablestacas para su construcción, con carreras de marea superiores a los 3 m y fuertes corrientes.

Una vez hormigonados los pilotes se realizaron sondeos con extracción de testigo para certificar la correcta ejecución de los mismos. La carga admisible exigida a cada pilote fue de 700 t. Singular también fue la construcción de los grandes voladizos de la pila número 1. De sección transversal en doble cajón y altura variable entre 2,5 y 5,0 m se construyó en dos etapas: Una parte cimbrada directamente contra el terreno y la otra ya sobre el agua, hubo de cimbrarse con puntales inclinados de gran potencia a los que se les iba descargando conforme avanzaba la construcción del voladizo, mediante la puesta en tensión de parte de los cables de pretensado en técnica similar a la construcción por voladizos sucesivos. El peso total de este tramo es de 2.500 t. La componente horizontal del esfuerzo en los puntales inclinados, tuvo que ser neutralizada mediante los oportunos anclajes, llegando en la fase final a alcanzar un valor cercano a las 200 t. El pretensado longitudinal se efectuó mediante puesta en tensión de 54 cables de 12 ∅ 0,5", lo que representa un esfuerzo de 9.720 t.

Sin incluir cimentaciones ni alzado de pilas, el consumo medio de materiales fue: hormigón 0,75 m^3/m^2; acero pretensado, 25 kg/m^2; acero de alta adherencia, 60 kg/m^2.

En el conjunto de la obra se utilizaron: 2.200 m de pilote ∅ 1.500 mm, 12.500 m^3 de hormigón, 1.000.000 de kg de acero de alta adherencia y 270 t de cable pretensado de 0,5".

VIADUCTO DE LA BAELLS

Cruza el valle del río Llobregat, cerca de la ciudad de Berga. Su longitud es de 484 m y su altura máxima de 100 m, ambas magnitudes se condicionaron por la construcción de la Presa de La Baells, que ha motivado la variante de la carretera C-149. El trazado en planta es una curva circular de radio 3.000 m y su pendiente longitudinal es del 0,5 % (fig. 2).

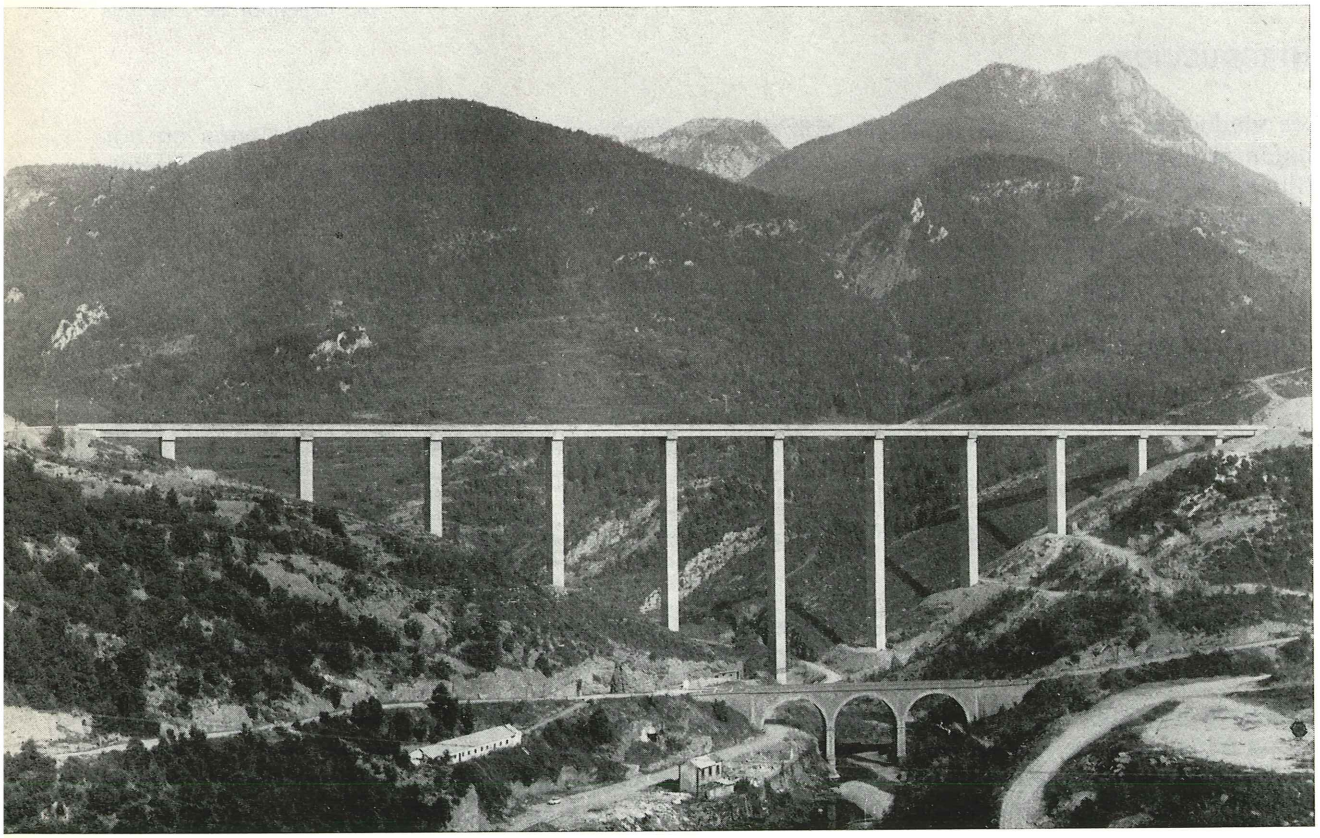
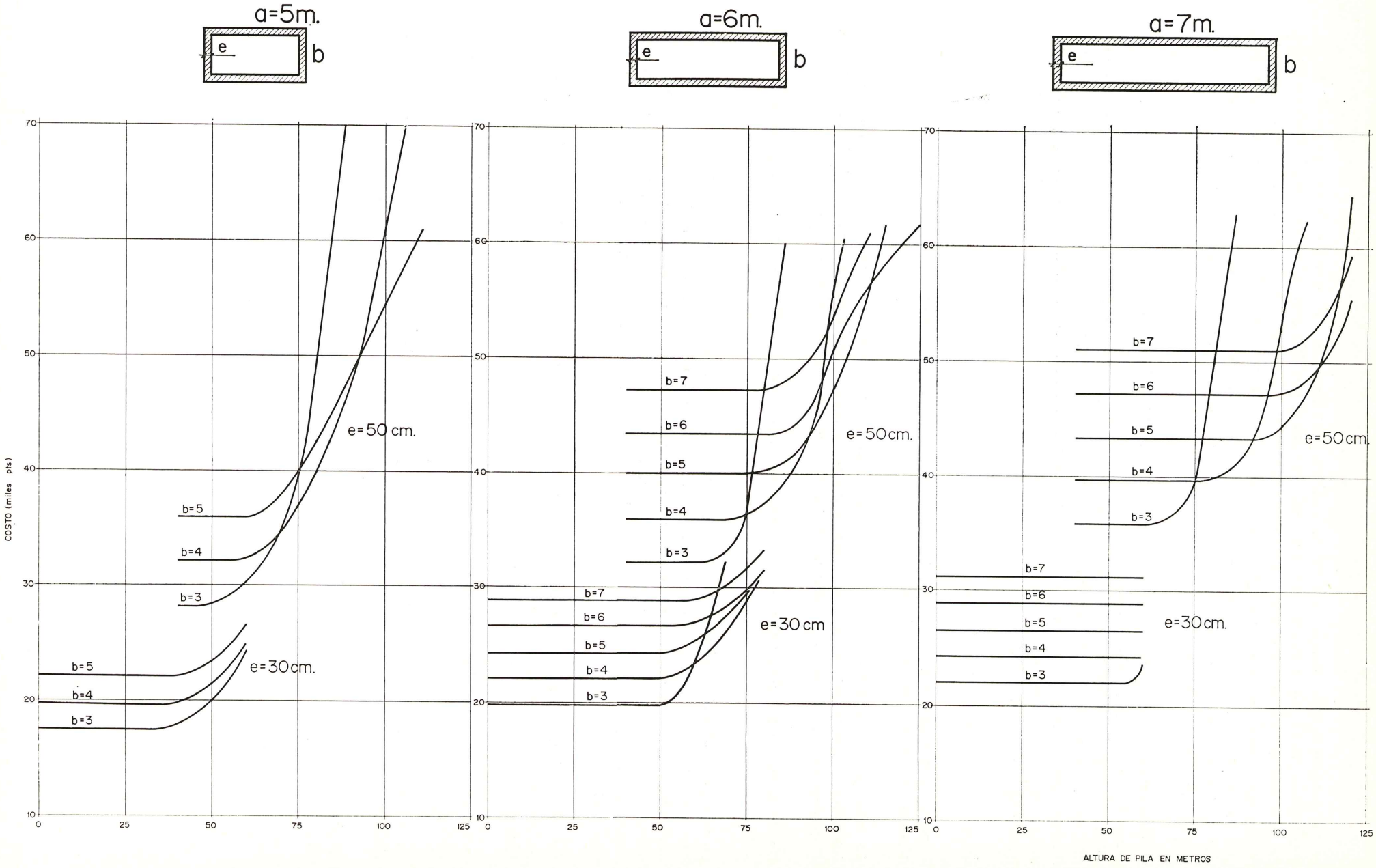


Fig. 2. Viaducto de La Baells


a=5m.
e
b
a=6m.
e
b
a=7m.
e
b
COSTO (miles pts)
ALTURA DE PILA EN METROS
e=50 cm.
e=30cm.
b=5
b=4
b=3
e=50cm.
e=30 cm
b=7
b=6
b=5
b=4
b=3
e=50cm.
e=30cm.
b=7
b=6
b=5
b=4
b=3
10
20
30
40
50
60
70
0
25
50
75
100
125

En la primavera del pasado año 1974, la Dirección General de Obras Hidráulicas, una vez en marcha las obras de la Presa, así como las variantes por ella afectadas, estudió la conveniencia de que en el otoño del año 1975 se procediese a un embalse, siquiera parcial, con el fin de aprovechar la temporada de lluvias. Esto motivó que la variante de la citada carretera, que en un principio discurría por la coronación de la presa, tras un viaducto y túnel, hubiese de ser modificada en Proyecto, con el objeto de dar paso antes de la terminación total de la Presa, y proceder así al embalse parcial.

Inmediatamente, en marzo de 1974, se empezó el proyecto de la estructura pensando, dada la premura del tiempo, en un sistema estructural clásico formado por vigas prefabricadas pretensadas y forjado de hormigón armado. Se eligió el punto más idóneo para cruzar el valle y se realizó un trazado muy suave para facilitar al máximo la ejecución. Debido a que con los medios disponibles la longitud máxima de las vigas prefabricadas, por problemas de lanzamiento, no debía sobrepasar los 45 m, se estimó como más idónea una longitud de 42 m, con lo que las pilas quedaron a 44 m entre ejes.

De esta forma, la modulación quedó con dos tramos laterales de 22 m y 10 centrales de 44 m.

Todo el problema quedó centrado en las pilas, ya que por su número y altura, su repercusión económica en el conjunto es grande.

Se intentó, por lo tanto, encontrar un dimensionamiento óptimo. Para el dimensionamiento de las pilas, y partiendo de una sección rectangular hueca, se hicieron varios tanteos variando las dimensiones y calculando el refuerzo de acero necesario para cada hipótesis.

Dando a los materiales unos precios convencionales se valoró el metro lineal de pila en cada caso.

La hipótesis de carga elegida para estos tanteos fue única y consistente en: Cargas permanentes, sobrecarga de uso y viento longitudinal o transversal. El efecto de pandeo se tuvo en cuenta sumando los esfuerzos producidos al desviarse la deformada de la situación inicial teórica. La única precaución si se trabaja con la inercia completa de la sección, es asegurarse el no sobrepasar la tracción máxima admisible en el hormigón. Con los resultados se confeccionaron los gráficos de la figura 3.

Se adoptó finalmente una sección rectangular de 6×4 m con espesor de 30 cm hasta unos 60 m de altura y espesor de 50 cm cuando esta altura se sobrepasaba. Se dispusieron rigidizadores internos cada 30 m, aproximadamente.

A título orientativo, los materiales utilizados en las pilas supusieron los 2/3 del total de la obra.

La construcción empezó en el mes de junio de 1974 y se terminó en mayo del presente año, es decir, una duración de 11 meses, lo que significa completar un tramo de 44 m en un mes.

Espesor equivalente de tablero, 0,6 m^3/m^2; acero pretensado, 21 kg/m^2; acero de alta adherencia, 45 kg/m^2.



I. E. T. c. c.

Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

UNESID

Unión de Empresas y Entidades Siderúrgicas

CENIM

Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas

sello de conformidad

IETSID

barras corrugadas

MARCAS EN POSESION DEL SELLO:

- ACEROTOR ..... IETSID
- ALTRES ..... IETSID
- EURA ..... IETSID
- NERSID ..... IETSID
- REA ..... IETSID
- TETRACERO ..... IETSID
- UCIN ..... IETSID
- VAL ..... IETSID

(Ver dorso)

Esta ficha informativa se renueva semestralmente

Válida hasta el

1 de julio de 1976.

sello de conformidad

ORGANIZACION

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

CONTROL PERIODICO

Comprueba que:

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

Revisa:

- los gráficos de control
- el archivo de datos de análisis y ensayos

y los contrasta mediante ensayos destructivos y no destructivos del producto acabado, que se efectúan a través de varias inspecciones anuales

GARANTIAS

La garantía individual del producto corresponde al fabricante

El Sello de Conformidad CIETSID garantiza que:

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

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

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

INSTITUTO EDUARDO TORROJA - Costillares (Chamartín) MADRID 33 Apdo. 19002, Tlfno.: 202 04 40

Enlace de Reus en la autopista Barcelona-Tarragona

J. DIAMANTE CORBIN
Dr. Ingeniero de Caminos
Director de la División de Estructuras de Ibering, S. A.

1. INTRODUCCION

El enlace de Reus en la Autopista Barcelona-Tarragona, tramo Tarragona-Salou, en lo que a obras de fábrica se refiere, consta de dos puentes, como se aprecia en la fig. 1, en la que para facilitar la referencia los hemos denominado puentes A y B.

El puente A permite el paso sobre la autopista del tráfico en la dirección Valencia-Reus y el puente B sirve del mismo modo al tráfico en la dirección Reus-Tarragona.

Realmente, ambos puentes son muy similares, como se aprecia en la foto 1 del puente A y en las fotos 2 y 3 del puente B; se han calculado con los mismos criterios y en su ejecución se han adoptado análogas medidas constructivas, por ello, describiremos brevemente el puente A y nos detendremos con mayor detalle en el puente B.

2. DESCRIPCION DE LAS OBRAS

2.1. PUENTE A

Como se aprecia en la fig. 2, se trata, en lo que al tablero se refiere, de una losa continua postesada de 4 vanos, de las siguientes características:

Luces: 10 - 18,50 - 17,37 - 10.

Ancho tablero: 9,50 m.

Canto sección: 0,70 m constante.

Núcleo sección: 5,80 m.

Voladizos: 1,70 m cada uno.

Tipo sección: Maciza de hormigón H-360.

Eje tablero: En círculo de radio 90 m.

Postesado: 15 cables BBR de 31 ∅, 7 tesados al 72 % de su carga de rotura proporcionando un esfuerzo en cabeza de 2.190 t. No se admitieron tracciones. Anclajes móviles en ambos extremos. Existe además un cosido vertical entre losa y estribo que describiremos al hablar del puente B.

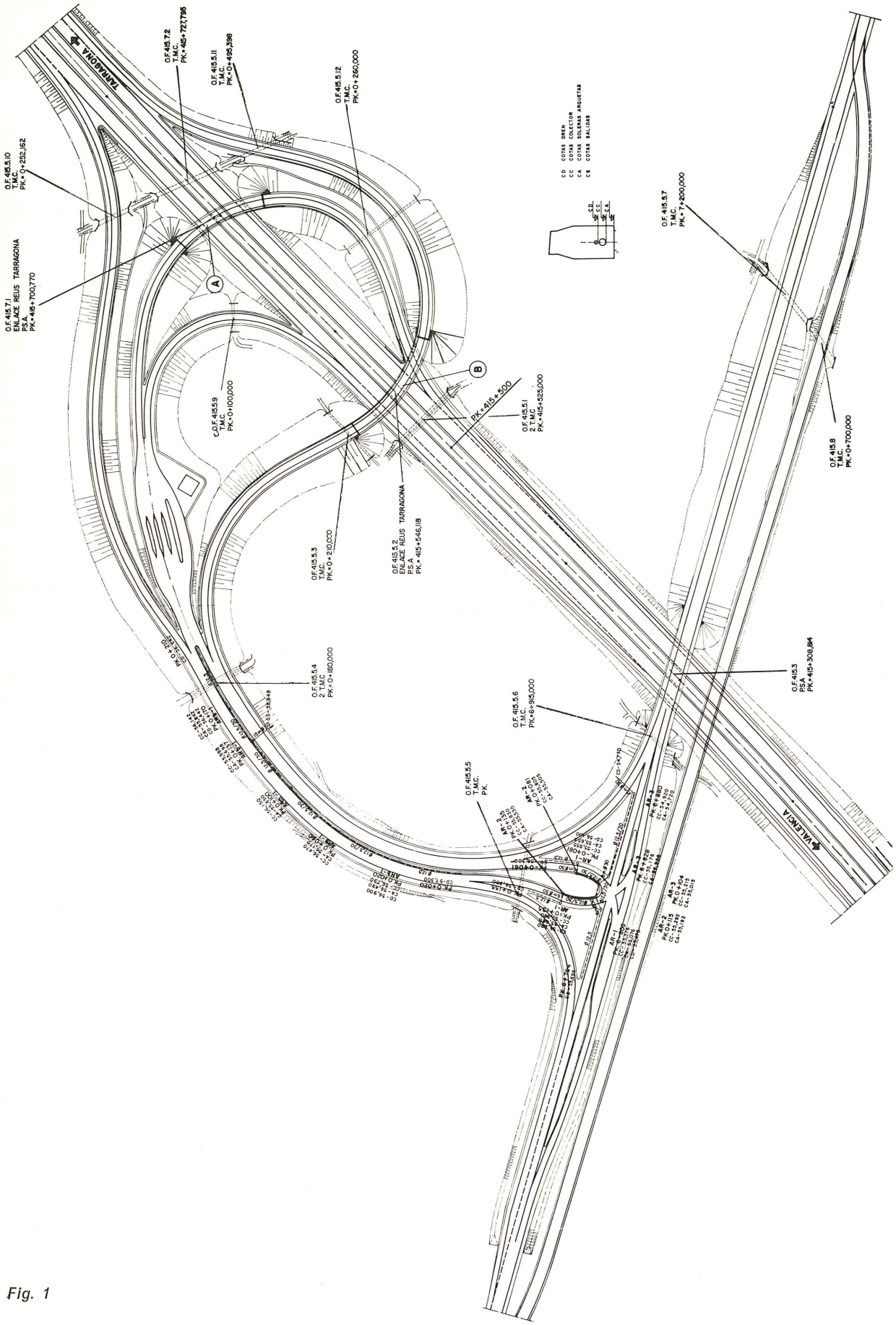
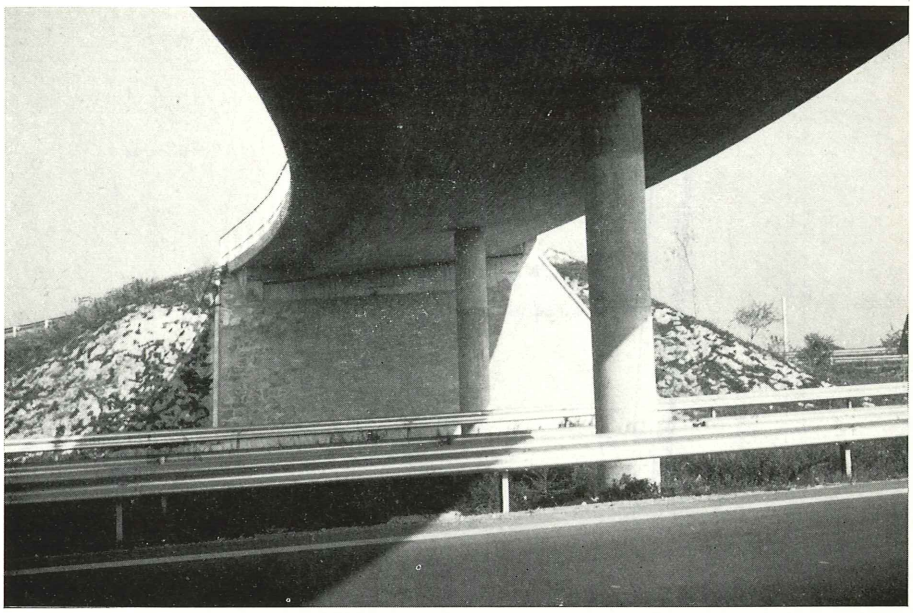
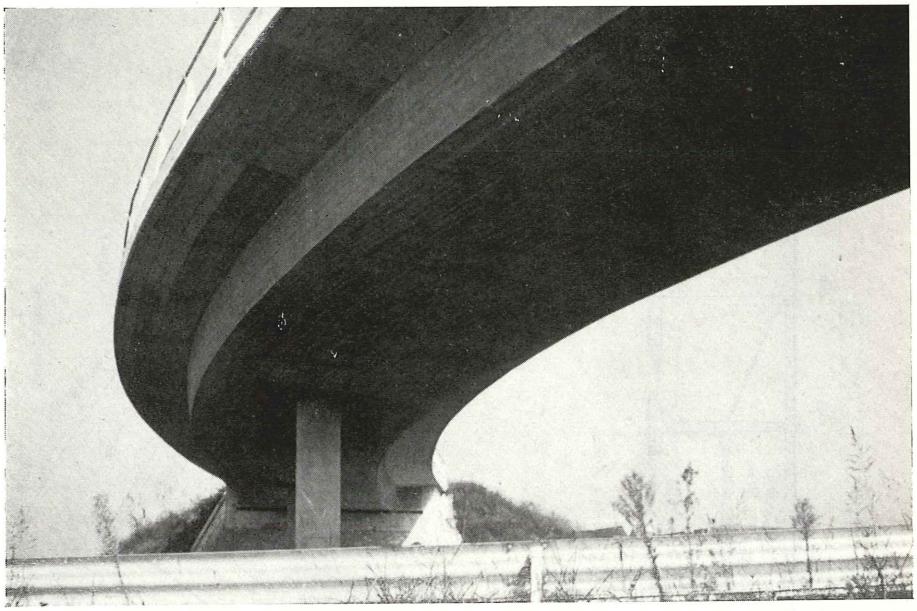
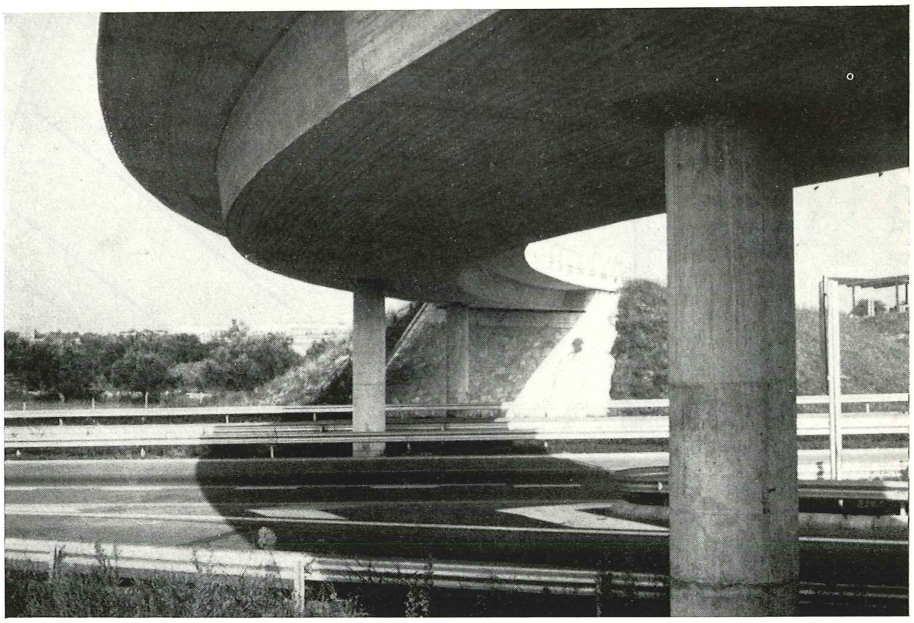

TARRAGONA
VALENCIA
O.F.415.7.2
T.M.C.
PK.+415+727,795
O.F.415.5.11
T.M.C.
PK.+0+495,398
O.F.415.5.12
T.M.C.
PK.+0+250,000
O.F.415.5.10
T.M.C.
PK.+0+252,162
O.F.415.7.1
ENLACE REUS TARRAGONA
P.S.A.
PK.+415+700,770
O.F.415.5.9
T.M.C.
PK.+0+100,000
O.F.415.5.3
T.M.C.
PK.+0+210,000
O.F.415.5.2
ENLACE REUS TARRAGONA
P.S.A
PK.+415+545,118
PK.+415+500
O.F.415.5.1
2 T.M.C
PK.+415+525,000
O.F.415.5.4
2 T.M.C
PK.+0+180,000
O.F.415.5.6
T.M.C.
PK.+6+915,000
O.F.415.5.5
T.M.C.
PK.
O.F.415.5.7
T.M.C.
PK.+7+200,000
O.F.415.8
T.M.C.
PK.+0+700,000
O.F.415.3
P.S.A
PK.+415+308,844
CD COTAS DREN
CC COTAS COLECTOR
CA COTAS CAMARA ARQUETAS
CS COTAS SALIDAS
A
B

Fig. 1



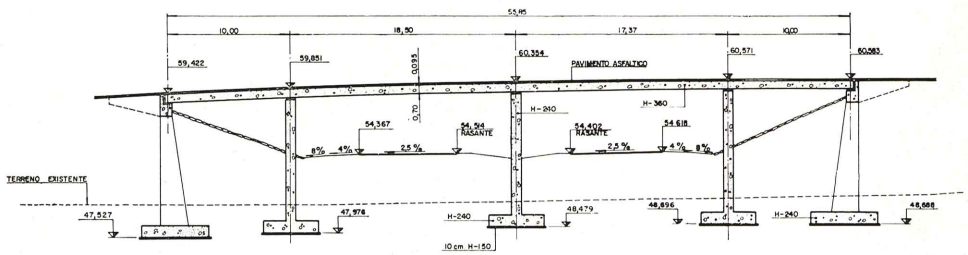




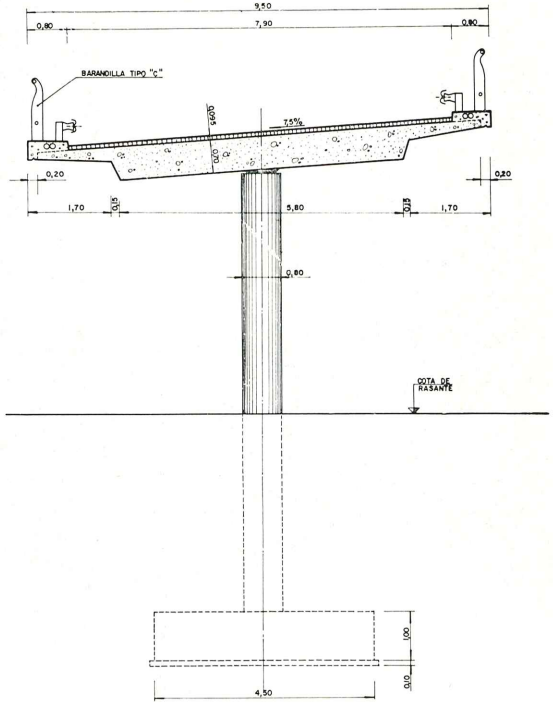
Fotos 1, 2 y 3.
Enlace de Reus (Diamante)

Fig. 2

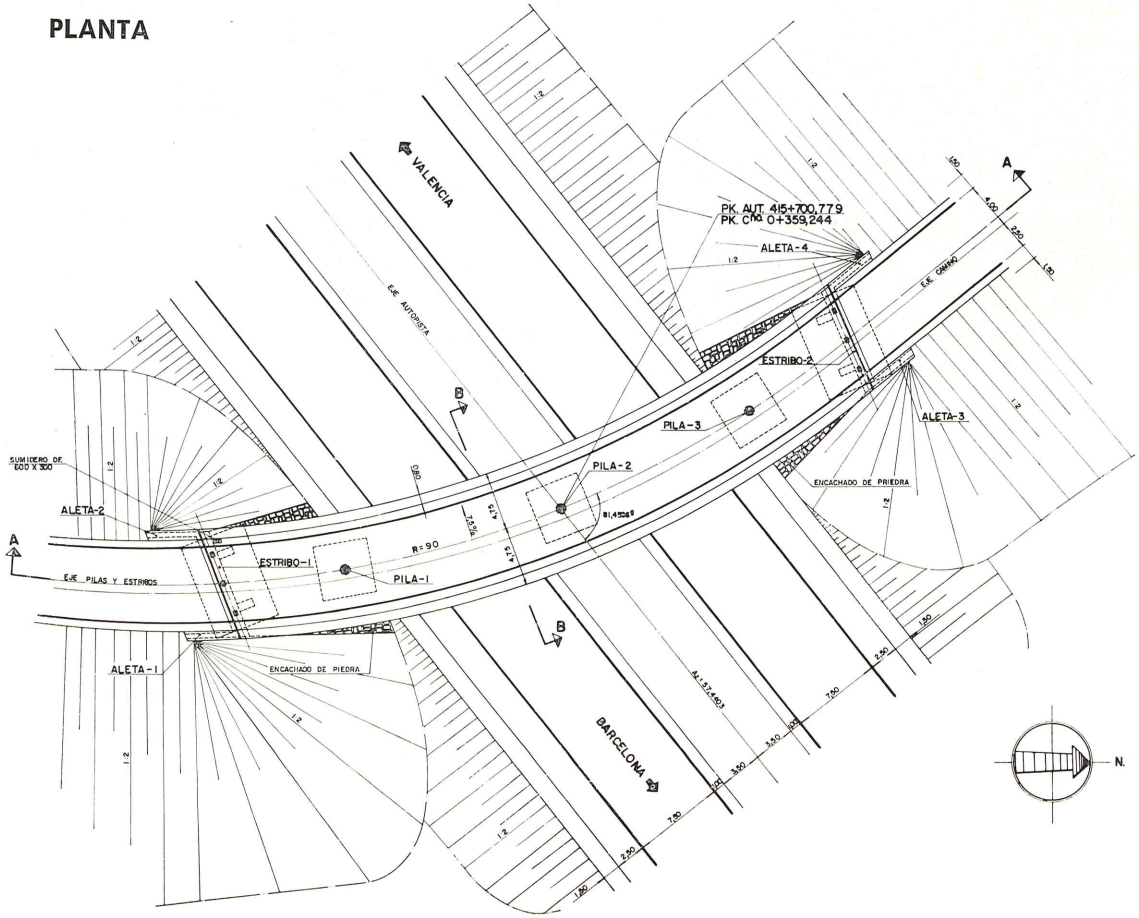
SECCION A-A



SECCION B-B



PLANTA



CONDICIONES:

Rk = Resistencia característica del hormigón, en probeta cilíndrica, a los 28 días.
Hormigón tipo Rk = 150 kg/cm^2
" " " 240 "
" " " 360 "

Ø = Diámetro en milímetros de barras corrugadas de alta adherencia, con un límite elástico no inferior a 4.600 kg/cm^2.

Ø = Diámetro en milímetros de alambres de acero duro para pretensar, con una tensión mínima de rotura de 16.500 kg/cm^2

----- Junta de hormigonado.

NOTAS:

El hormigón de la losa es del tipo Rk = 360 kg/cm^2. El hormigón en alzados de pilas, estribos y aletas es del tipo Rk = 240 kg/cm^2.
El hormigón de cimientos es del tipo Rk = 240 kg/cm^2. Previamente al hormigonado de los cimientos se extenderá una capa de 0,10 m. de hormigón del tipo Rk = 150 kg/cm^2, para la nivelación.

La totalidad de las armaduras en el presente proyecto pertenecen a aceros corrugados de alta adherencia.

Las aristas de los paramentos se sustituirán por chaflanes de 2 x 2 cm, salvo que se indique lo contrario.

El recubrimiento de las armaduras será de 3 cm., a menos que se indique lo contrario en los planos.

Los empalmes de las armaduras se harán por solape, la longitud del solape será la representada, ó 50 veces el diámetro de la barra más gruesa.

El relleno y compactación en el trasdós de los estribos se efectuará antes de hormigonada la losa.

2.2. PUENTE B

Como se aprecia en la fig. 3, se trata, en lo que a tablero se refiere, de una losa continua postesada de 4 vanos de las siguientes características:

Luces: 10 - 19,29 - 31,87 - 13.

Ancho tablero: 9,50 m.

Canto sección: 1,30 m constante.

Núcleo sección: 5,50 m.

Voladizos: 1,80 m cada uno.

Tipo sección: Maciza en vanos 1 y 4 y aligerada con tres aligeramientos cilíndricos de ∅ 0,90 m en vanos 2 y 3. Hormigón H-360.

Eje tablero: En círculo de radio 90 m.

Los vanos centrales se aligeran para disminuir el valor absoluto de los momentos flectores longitudinales en apoyos intermedios y centro de vanos. En vanos laterales aumentó algebraicamente el valor de dichos esfuerzos pero al no existir, dada la relación de luces, secciones determinantes de pretensado en dichos vanos, este aumento no supuso dificultad.

Por otra parte, los aligeramientos permiten aumentar el valor de las reacciones en estribos, que en la situación de tablero no aligerado, era ascendente en el estribo próximo al vano de 31,87 m.

En lo que se refiere al cálculo de esfuerzos, se siguieron las recomendaciones que para su cálculo aproximado se recogen en la publicación de la A.C.I. SP-23. Se consideró la viga recta desarrollada y los momentos flectores longitudinales en apoyos intermedios se afectaron de un coeficiente de mayoración, en función del grado de curvatura.

Por lo que respecta a los esfuerzos de torsión, se consideró la influencia del peso propio, de la fuerza centrífuga, del viento, de las sobrecargas descentradas y la componente debida a los momentos flectores longitudinales. Como es habitual en los puentes con apoyos intermedios, constituidos por una pila de fuste único cilíndrico, que no impiden el giro transversal, los momentos de torsión se transmiten a los apoyos de estribos.

Como se aprecia en la fig. 4 el postesado se consigue mediante 16 cables BBR de 50 ∅ 7 tesados al 73 % de su carga de rotura, que proporcionan un esfuerzo en cabeza de 3.840 t. Los cables se disponen en grupos de cuatro en los espacios entre aligeramientos. No se admitieron tracciones. Anclajes móviles en ambos extremos.

Para asegurar la estabilidad al giro transversal en zona de estribos, se dispuso un cosido entre losa y estribo, que vamos a describir.

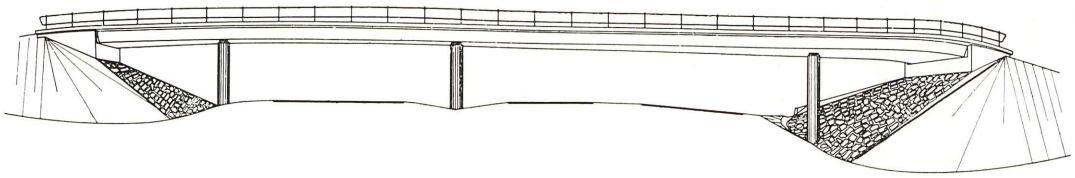
En la fig. 5 se observa el detalle de dicho cosido. Se trata de 4 cables de 21 ∅ 7 (2 cables por estribo) tesado al 2 % de su carga de rotura. El anclaje es fijo en estribos y móvil en el tablero. El cable en su recorrido de losa y estribo se dispone por el interior de dos tubos de fibrocemento de ∅ 0,20 m de diámetro interior para que el cable pueda adaptarse a los movimientos horizontales del tablero; por la misma razón, en el espacio de separación entre estribo y losa, el tubo de fibrocemento se sustituye por un fuelle de neopreno embridado a los tubos de fibrocemento. La vaina de fleje metálico se sustituye por una vaina de polietileno. La inyección se ejecutó con lechada de mortero de cemento análoga a la empleada en el cableado horizontal. La longitud de los cables es de 2,75 m.

A título descriptivo, en la foto 4 se aprecia este dispositivo en un puente en construcción en la autopista del Ebro.

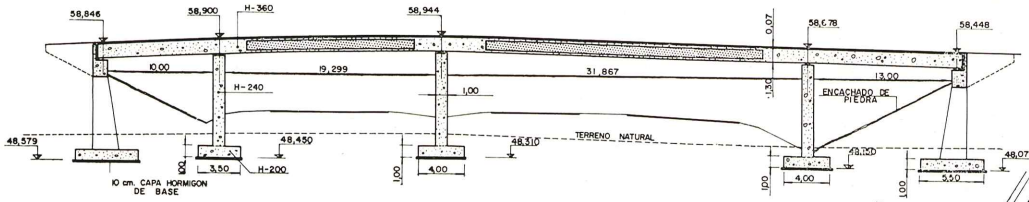
En la fig. 6, se observa que la disposición de placas de apoyos en estribos puede parecer, y lo es, contradictoria, ya que al disponer de 3 placas disminuye la reacción en placas extremas y, por tanto, la capacidad de respuesta frente al par de torsión. No obstante, se prefirió esta solución que disminuye esfuerzos transversales en la losa, a costa de aumentar el esfuerzo a soportar por los cables verticales.

Fig. 3

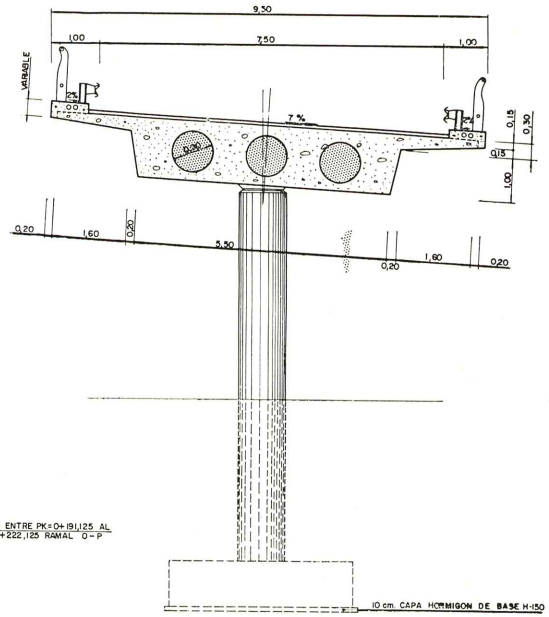
ALZADO C



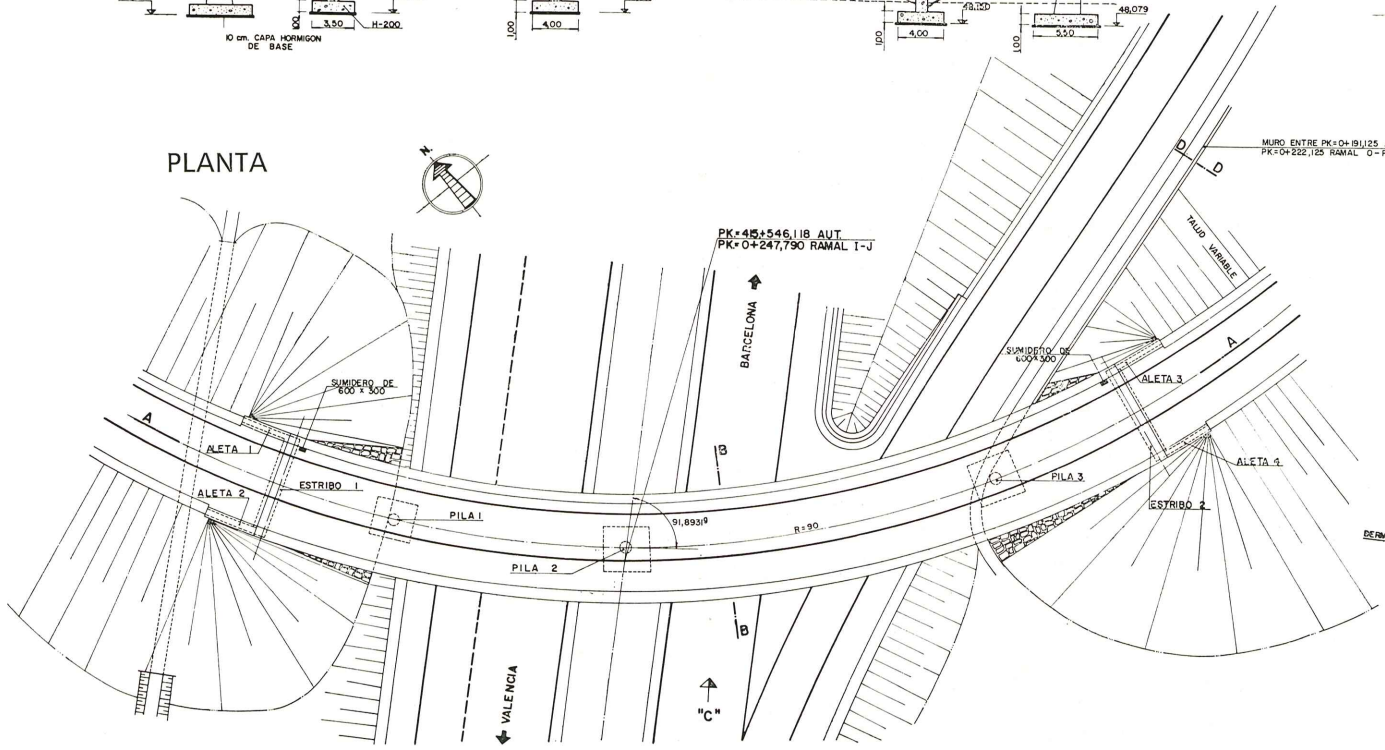
SECCION A-A



SECCION B-B

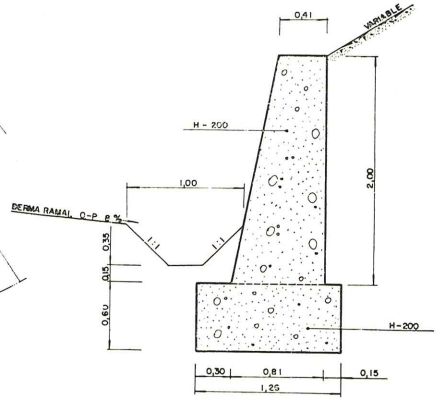


PLANTA

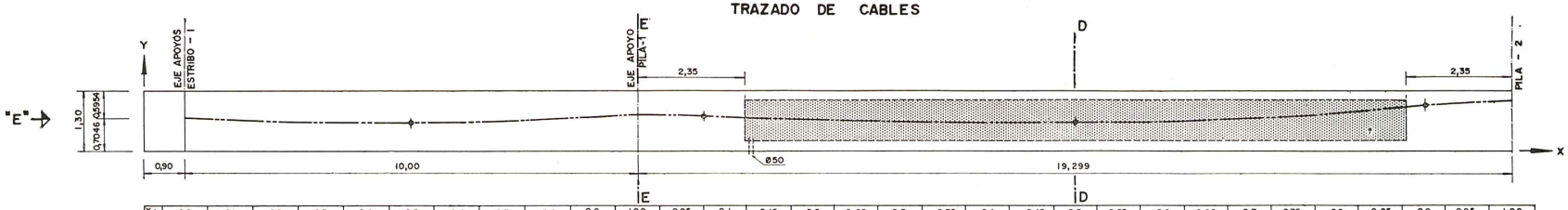


SECCION D - D

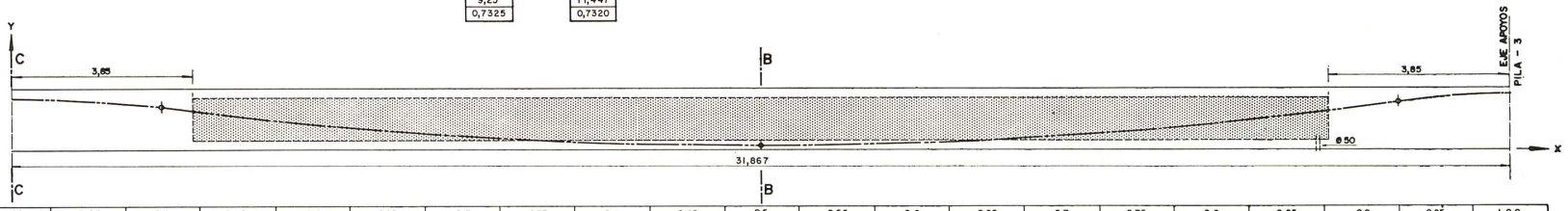
MURO DE HORMIGON EN MASA
EN RAMAL O-P



TRAZADO DE CABLES



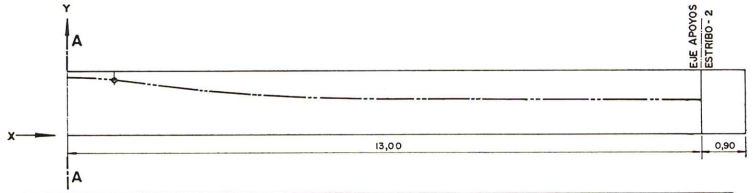
X/L	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1,00
X	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00	10,965	11,93	12,895	13,86	14,825	15,79	16,755	17,72	18,685	19,65	20,614	21,579	22,544	23,509	24,474	25,439	26,404	27,369	28,334	29,299
Y	0,7046	0,6635	0,6316	0,6088	0,5951	0,5905	0,5984	0,6222	0,6618	0,7173	0,7589	0,7475	0,7165	0,6863	0,6601	0,6379	0,6197	0,6056	0,5955	0,5895	0,5874	0,5938	0,613	0,6449	0,6896	0,7471	0,8173	0,9003	0,9961	1,0727	1,0982
										9,25			11,447																		
										0,7325			0,7320																		



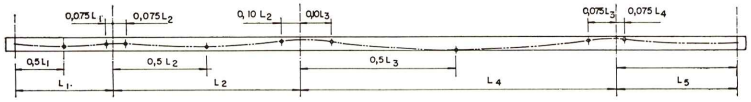
X/L	1,00	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1,00
X	29,299	30,892	32,485	34,079	35,672	37,265	38,859	40,452	42,046	43,639	0,0900	46,826	48,419	50,012	51,606	53,199	54,793	56,386	57,979	59,573	61,166
Y	1,0982	1,0475	0,8952	0,705	0,5401	0,4005	0,2864	0,1976	0,1341	0,0961	0,0900	0,0965	0,1359	0,2016	0,2936	0,4118	0,5563	0,7271	0,9241	1,1256	1,20
																			58,776		
																			1,0248		

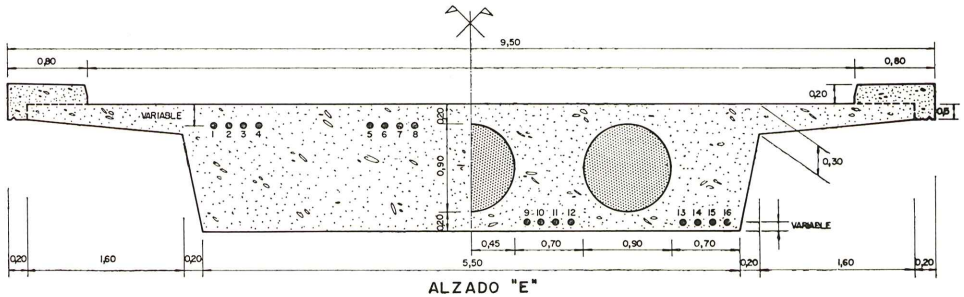
SECCION A-A , C-C , E-E.

SECCION B-B , D-D

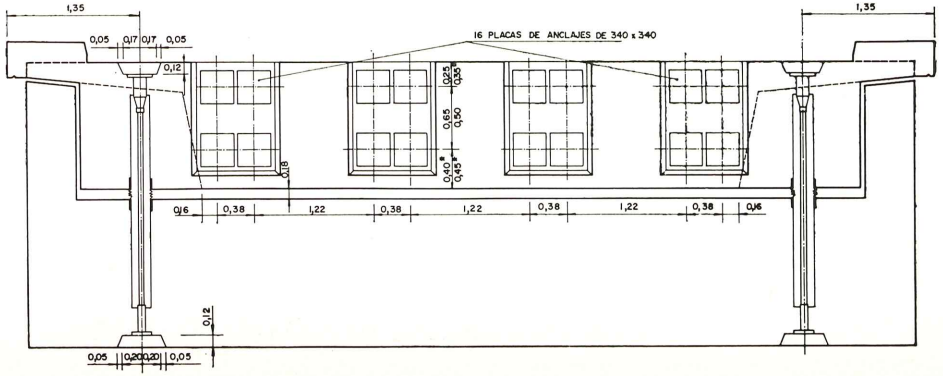


X/L	1,00	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
X	61,166	62,466	63,766	65,066	66,366	67,666	68,966	70,266	71,566	72,866	74,166
Y	1,20	1,0826	0,9262	0,8144	0,7474	0,725	0,7242	0,7217	0,7177	0,7119	0,7046
		62,141									
		1,1254									





ALZADO "E"



CABLE	L 1	L 2	L 3	L 4
1	9,703	18,726	30,921	12,614
2	9,721	18,759	30,977	12,637
3	9,738	18,793	31,032	12,659
4	9,755	18,816	31,087	12,682
5	9,772	18,859	31,142	12,704
6	9,789	18,893	31,197	12,727
7	9,918	19,141	31,605	12,893
8	9,936	19,175	31,662	12,916
9	10,064	19,423	32,072	13,084
10	10,082	19,457	32,128	13,107
11	10,210	19,705	32,537	13,273
12	10,228	19,738	32,592	13,296
13	10,245	19,772	32,647	13,318
14	10,262	19,805	32,702	13,341
15	10,279	19,838	32,757	13,363
16	10,297	19,871	32,813	13,386

NOTAS:

1º) EL TRAZADO QUE FIGURA EN EL PRESENTE PLANO, CORRESPONDE A UN CABLE TEORICO SITUADO EN EL EJE DEL TABLERO.

2º) CON EL PRESENTE CUADRO SE PUEDEN FIJAR LOS PUNTOS DE INFLEXION DE CADA CABLE.

3º) LAS COTAS DE LOS CABLES SERAN IDENTICAS EN IGUALES ABCISAS RELATIVAS, E IGUALES ALAS DEL CABLE TEORICO.

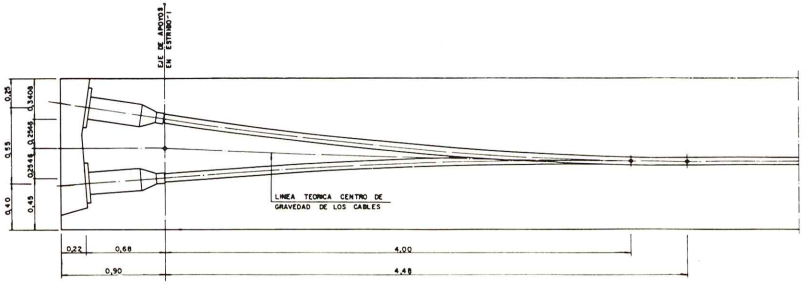
4º) LAS COTAS MARCADAS EN EL ALZADO "E" CON ASTERISCO CORRESPONDEN AL ESTRIBO 2 VER HOJA SIGUIENTE.

5º) LOS ALIGERAMIENTOS IRAN PROVISTOS DE TUBOS DE DESAGOE Ø 50 mm

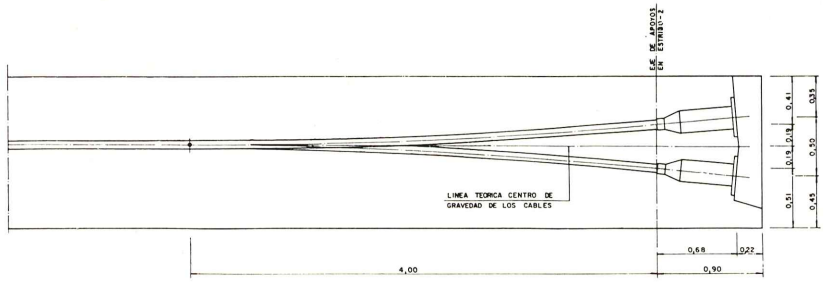
Fig. 4

Fig. 5

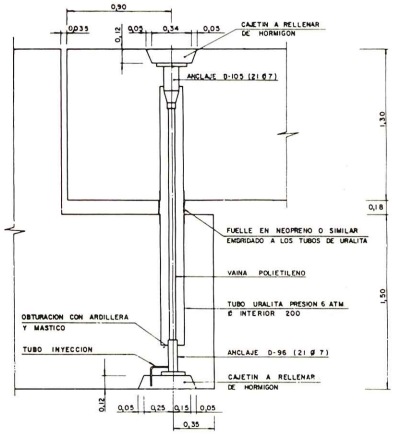
TRAZADO DE CABLES EN ESTRIBO 1



TRAZADO DE CABLES EN ESTRIBO 2



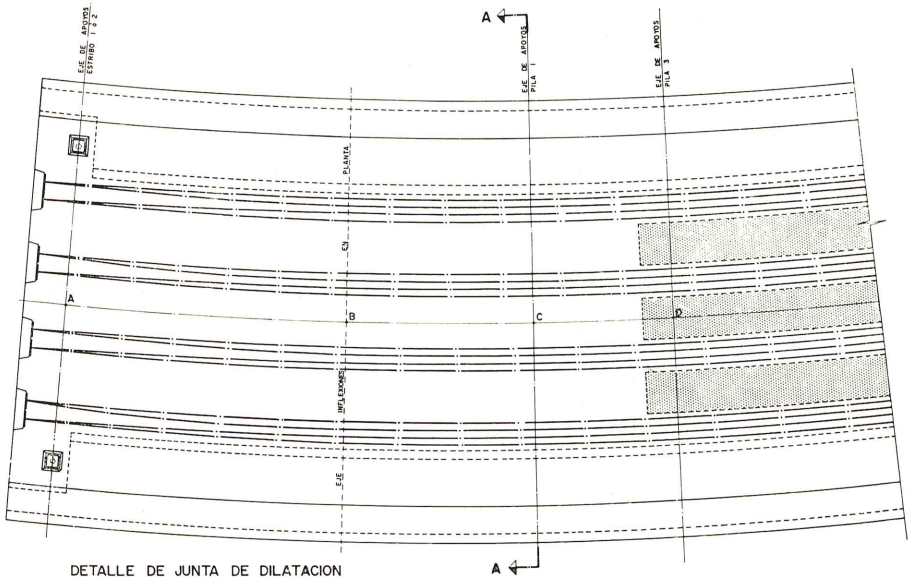
PRETENSADO EN ESTRIBO



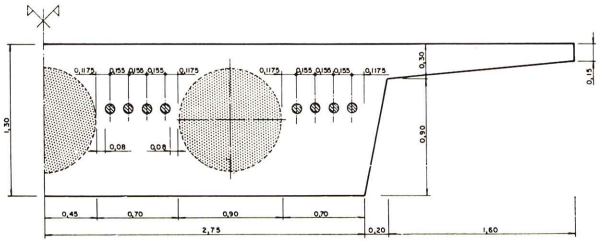
Ø mm	ARMADURAS	LONGITUD m	FORMA L = Cm.	LONGITUD TOTAL	PESO Kg/m	PESO Kg	PESO TOTAL Kg
50 Ø 7	16	75,56	VALOR MEDIO = 75,56	1208,96	15,100	18.256,25	18.324,804
21 Ø 7	4	2,74	2,74	10,96	6,342	69,508	
O. F. 415-5			LIMITE ELASTICO 4.600 Kg/cm.^{2}				

$\overline{AB}$	6,00
$\overline{AC}$	10,00
$\overline{AD}$	13,00

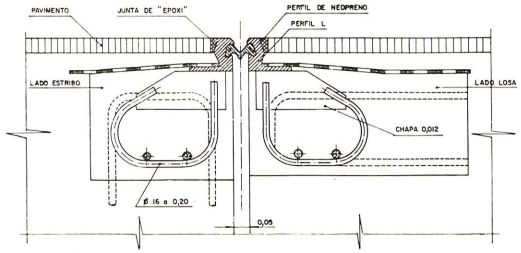
PLANTA DE CABLES VANOS EXTREMOS



SECCION A-A



DETALLE DE JUNTA DE DILATACION



NOTA:

ETAPAS DE TESADO LONGITUDINAL

PRIMER TESADO: A LOS TRES DIAS DE HORMIGONADA LA LOSA, SE DARA UN TESADO AL 35 °/o DE LA CARGA DE ROTURA, INTRODUCIENDO UN ESFUERZO POR CABLE DE 121,25 T, O SEA UN ESFUERZO TOTAL de 1940 T

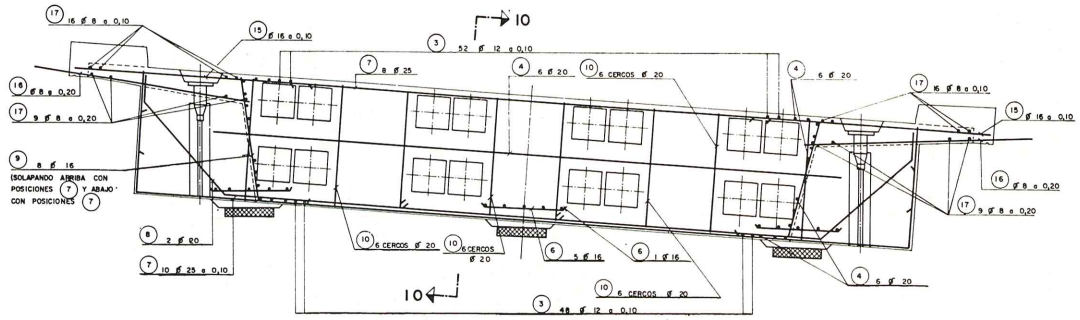
SEGUNDO TESADO: A LOS 28 DIAS, O CUANDO EL HORMIGON DE LA LOSA HAYA ALCANZADO SU RESISTENCIA CARACTERISTICA DE 360 kg/cm2 SE RETESARAN LOS CABLES HASTA EL 73,50 °/o DE SU CARGA DE ROTURA, RESULTANDO UN ESFUERZO POR CABLE DE 240 T Y UN ESFUERZO TOTAL de 3840 T.

SIMULTANEAMENTE CON EL PRIMER TESADO HORIZONTAL SE DARA A LOS CABLES DE COSIDO LOSA/ESTRIBO UN TESADO UNICO DEL 2 °/o DE SU CARGA DE ROTURA.

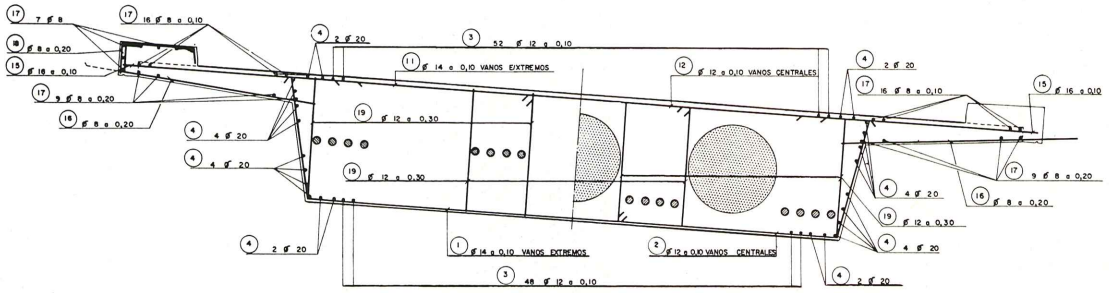
PRETENSADO HORIZONTAL: 16 CABLES de 50 Ø 7 (BBR) DE 170 k/mm2. ANCLAJES MOVILES TIPO B-238 (BBR) EN AMBOS EXTREMOS

PRETENSADO VERTICAL: 2 CABLES POR ESTRIBO DE 21 Ø 7 (BBR) de 170 k/mm2. ANCLAJES MOVILES EN TABLERO TIPO B-105 (BBR)
ANCLAJES FIJOS TIPO D-96 (BBR)

SECCION 0-0



SECCIONES 1-1 Y 7-7 SECCIONES 3-3 Y 5-5



SECCION 2-2 SECCIONES 4-4 Y 6-6

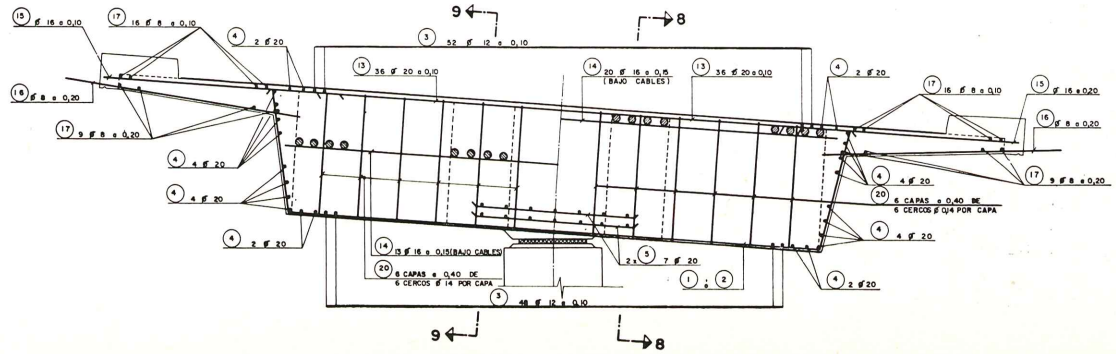


Fig. 6

POSICION	⌀ mm.	MAS PIEZAS	LONGITUD m	FORMA L = Cm.	LONGITUD TOTAL m	PESO Kg/m	PESO Kg	PESO TOTAL Kg
				TABLERO				
1	14	222	8,83	45 45 / 125 543 125	1960,26	1,21	2371,91	
2	12	511	8,83	45 45 / 25 543 125	4512,13	0,89	4015,79	
3	12	1400	6,50	650	9100,00	0,89	8.099,00	
4	20	348	6,50	650	2262,00	2,47	5587,14	
5	20	84	1,60	160	134,40	2,47	331,97	
6	16	60	0,80	80	48,00	1,58	75,84	
7	25	36	9,50	80 790 80	342,00	3,85	1316,70	
8	20	4	9,20	30 30 / 124 610 125	36,80	2,47	90,89	
9	16	32	2,25	50 / 125 / 50	72,00	1,58	113,76	
10	20	48	5,00	100 25 25 / 125 125 / 100	240,00	2,47	592,80	44.005,87
11	14	186	6,00	600	1116,00	1,21	1350,36	
12	12	437	6,00	600	2622,00	0,89	2333,58	
13	20	108	6,00	600	648,00	2,47	1600,56	
14	16	53	6,00	600	318,00	1,58	502,44	
15	16	1512	2,50	250	3780,00	1,58	5972,40	
16	8	756	2,50	250	1890,00	0,40	756,00	
17	8	886	6,50	650	5824,00	040	2329,60	
18	8	876	1,15	70 / 30 15	869,40	0,40	347,76	
19	12	735	7,40	220 125 / 125 220	5439,00	0,89	4840,71	
20	14	216	4,30	65 25 25 / 125 125 / 65	928,80	1,21	1123,85	
21	16	16	10,00	10 800 10	160,00	1,58	252,80	
O.F. 415 - 5				LIMITE ELASTICO 4.600 Kg/cm²				

NOTA :

1º.- SE EJECUTARAN CON ESPECIAL CUIDADO LOS SIGUIENTES EMPALMES:

A) LOS DE POSICIONES 1 CON 11

B) LOS DE POSICIONES 2 CON 12

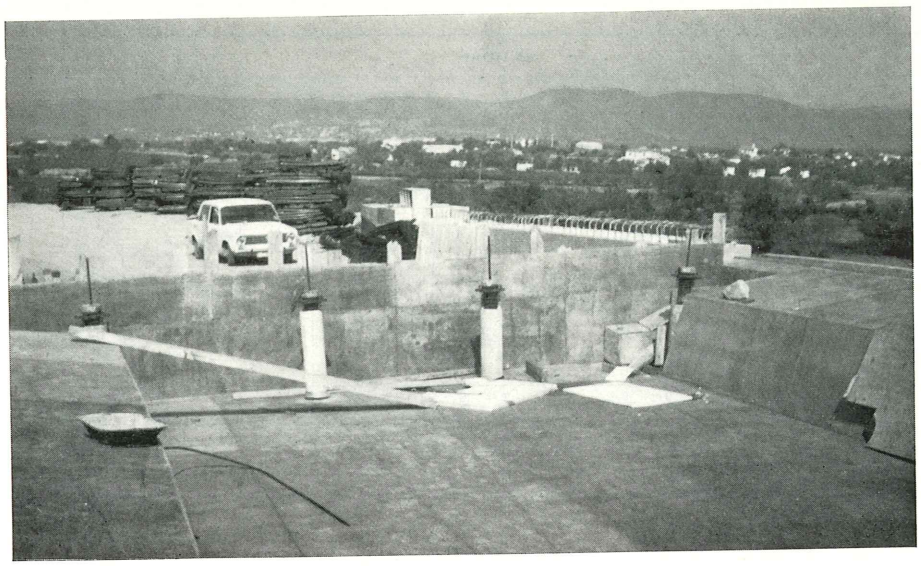
c) LOS DE POSICIONES 9 CON 7

D) LOS DE POSICIONES 3 ENTRE SI
LOS DE POSICIONES 4 ENTRE SI

2º.- LOS CERCOS DE POSICIONES 19 SE COLOCAN A TODO LO LARGO DEL TABLERO.

3º.- EN LAS PLANTAS DE ARMADURAS NO SE REPRESENTAN TODAS LAS POSICIONES POR CLARIDAD DE DIBUJO.

Foto 4.
Enlace de Reus
(Diamante)



2.2.1. *Pruebas de carga*

Por medio de 4 camiones de 35 t de carga total cada uno, se creó en el centro del vano de 31,865 m un momento flector positivo de 470,86 m, que con respecto al momento flector positivo en centro de vano por sobrecargas (490,372 m), era inferior al mismo en un 4 %, la flecha teórica prevista, considerando una resistencia característica del hormigón del tablero de 360 kg/cm^2 y una constante para el módulo de elasticidad del hormigón de 18.000, fue de 7,30 m/m y la flecha observada fue de 6,6 m/m. En una segunda prueba se dispusieron los mismos 4 camiones de 35 t descentrados en un mismo lado de la calzada, creando un momento de torsión en estribos de 310 m inferior en un 5,8 % al momento de 329 m, debido a fuerza centrífuga, viento y sobrecargas descentradas. No se efectuó ninguna medición significativa.

Finalmente, en la foto 5 se aprecia una vista general del puente.

2.2.2. *Colaboraciones*

Luis Muñoz Campos, Dr. Ingeniero de Caminos; Ismael Rufat, Ingeniero Técnico de Obras Públicas que proyectó y calculó el puente A, y Gaspar Oliver, Dr. Ingeniero Industrial, Jefe de obra.

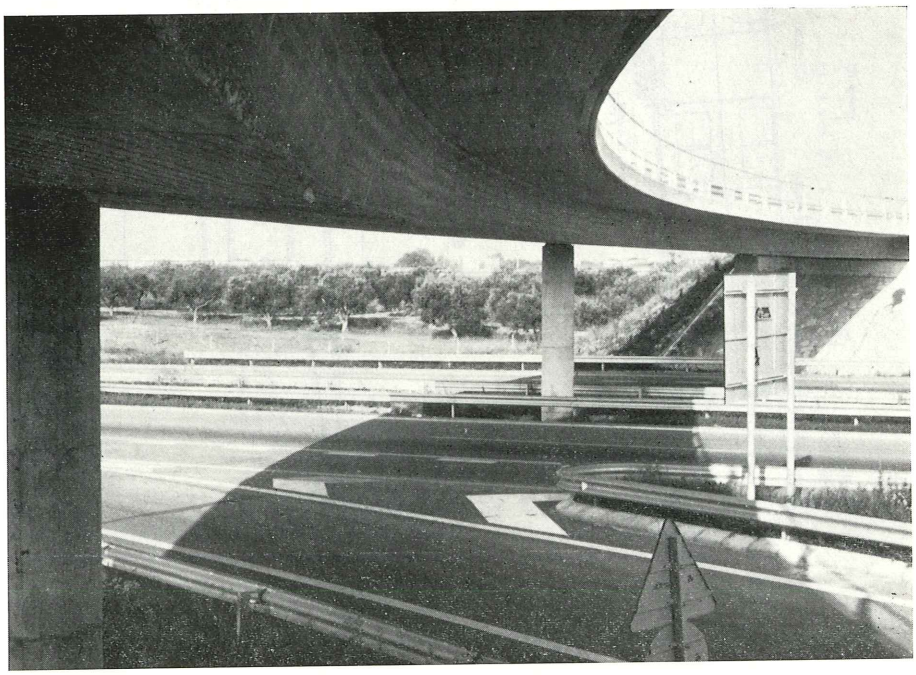


Foto 5.
Enlace de Reus
(Diamante)

591 - 2 - 97

La autopista del Ebro

Descripción de dos puentes pretensados

J. PUJO QUERALT
Ingeniero de Caminos

En la autopista del Ebro, con sus 200 km de longitud aproximadamente, se inscriben multitud de puentes en donde se ha empleado la técnica del pretensado; por una parte varios viaductos donde la viga pretensada es el elemento fundamental y repetitivo del tablero; por otra la losa postesada 3, 4, 5 ó 6 vanos se prodiga en numerosos puentes.

Debemos aclarar, antes de nada, que los puentes de la autopista del Ebro no son espectaculares ni en su concepción ni en su diseño. Son obras proyectadas con sencillez, buscando una homogenización cuyos fines últimos son funcionales y de economía.

El proyecto de toda la autopista lo caracterizó una premura inusitada. Ello obligó a tipificar, simplificar y tratar con ordenador la mayoría de los cálculos, a fin de terminar cada tramo del proyecto según las previsiones. Esto entronca con el problema de organización y normalización del proyecto al que no aludiré ahora.

Actualmente, toda la autopista está en fase de construción y, precisamente los puentes que presentan una cierta singularidad por su esviaje, su curvatura, su geometría variable en planta y/o en canto, etc., están en fase de iniciación de las obras.

La comunicación se ciñe, pues, a dos obras: el viaducto del Gambao, muy avanzado en su ejecución y el Enlace de Vilarrodona en fase de acabados, ambos en el primer tramo de los 10 en que se subdivide la autopista del Ebro.

VIADUCTO DEL GAMBAO

El viaducto del Gambao (fig. 1) permite el paso de la autopista sobre el torrente del Gambao, con una diferencia máxima de cotas entre rasante de autopista y cota de cimentación de 48 m; desechada de antemano la solución de terraplenado, se optó por la solución clásica de pilas rematadas con un capitel que sirve de apoyo a las vigas del tablero (fig. 2). Tiene 8 vanos y su longitud total es de 287,50 m (fig. 3). Adoptado este diseño el problema quedaba reducido al arduo de la definición geométrica, cálculo de las vigas y de las pilas.

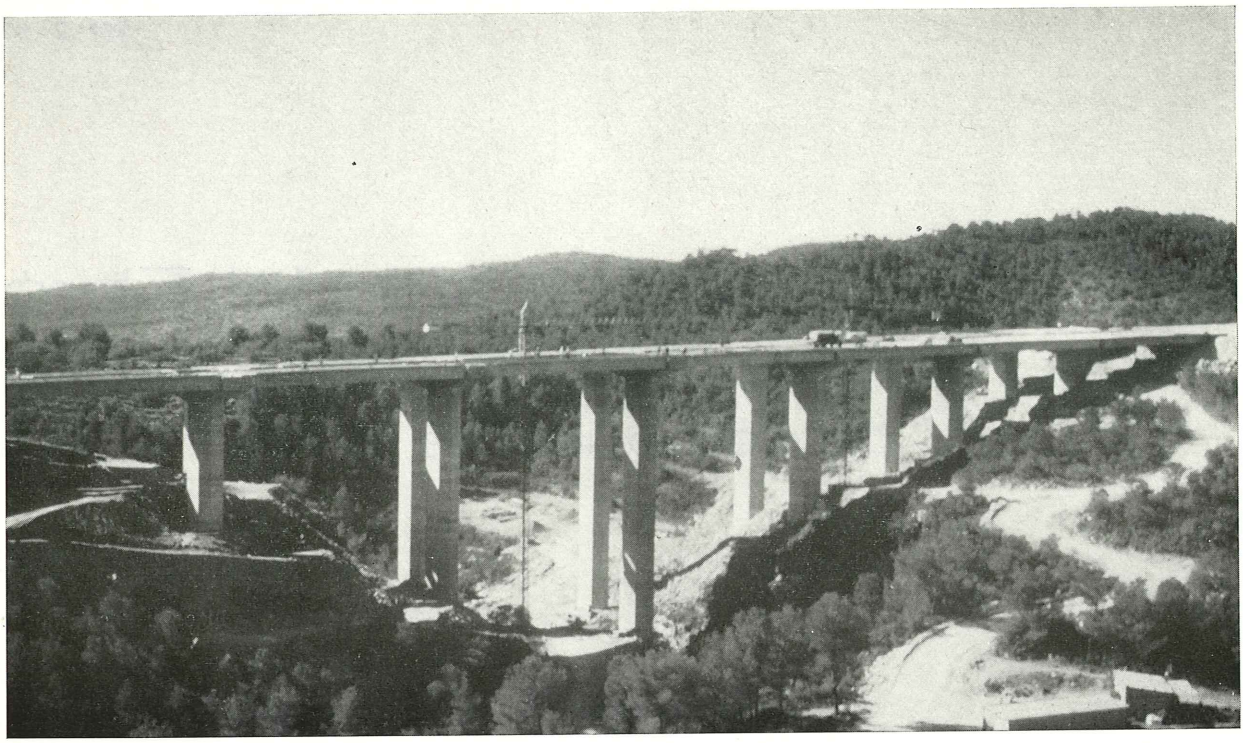


Fig. 1

Para la definición se elaboró un programa que entrando como datos las características del trazado (estados de alineación, rasantes, peraltes, etc.) y las características geométricas (longitud de la viga, separación entre vigas, etc.) proporcionaba coordenadas, cotas, recrecidos, etc. En la figura 4 se muestra la entrada de datos del programa de definición de viaductos y en la figura 5, cotas y recrecidos en 3 tableros de los 16 de que consta el viaducto. La utilización de éste y otros programas de definición geométrica nos permitió una mayor dedicación a problemas estructurales de más interés.

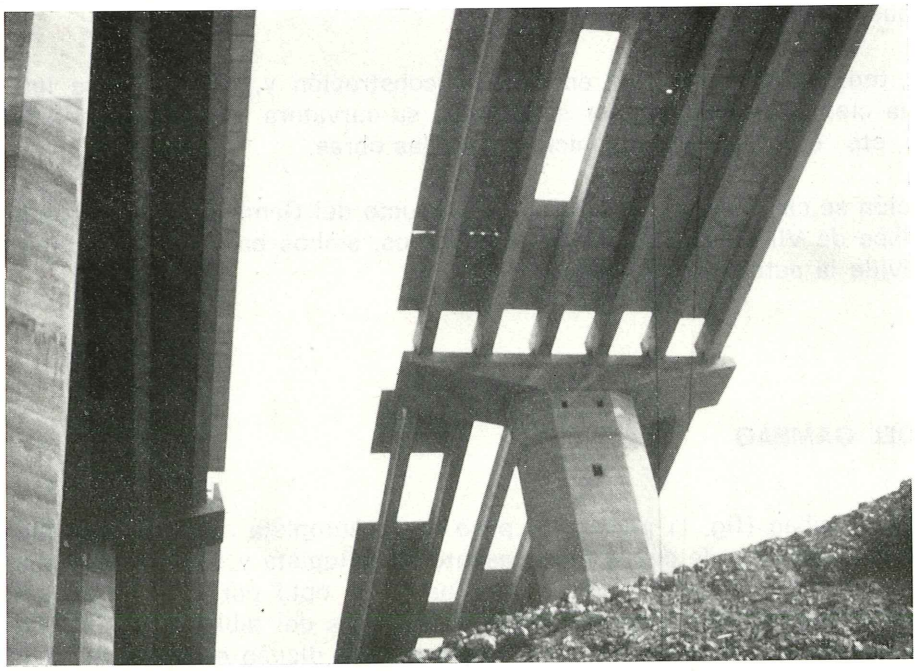
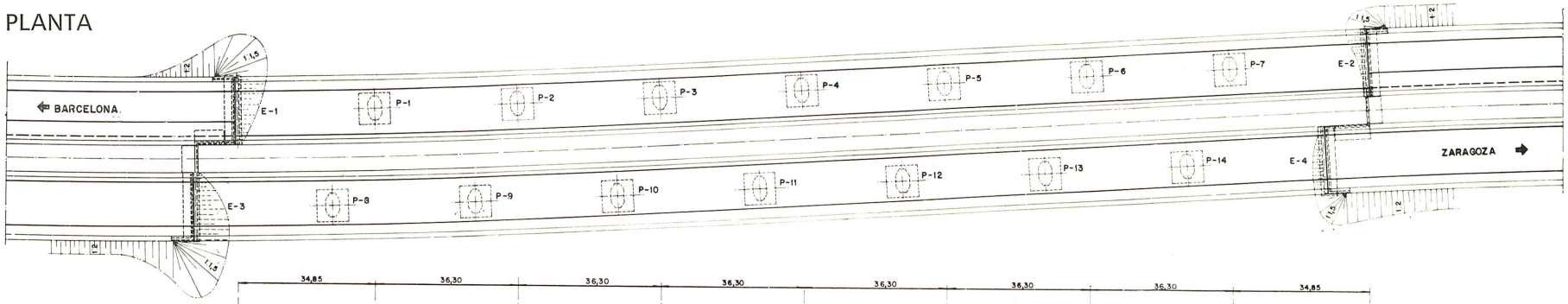
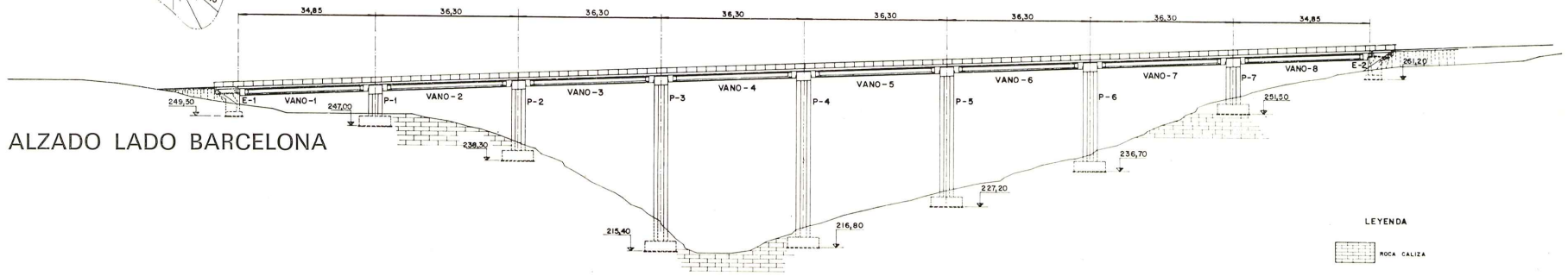


Fig. 2

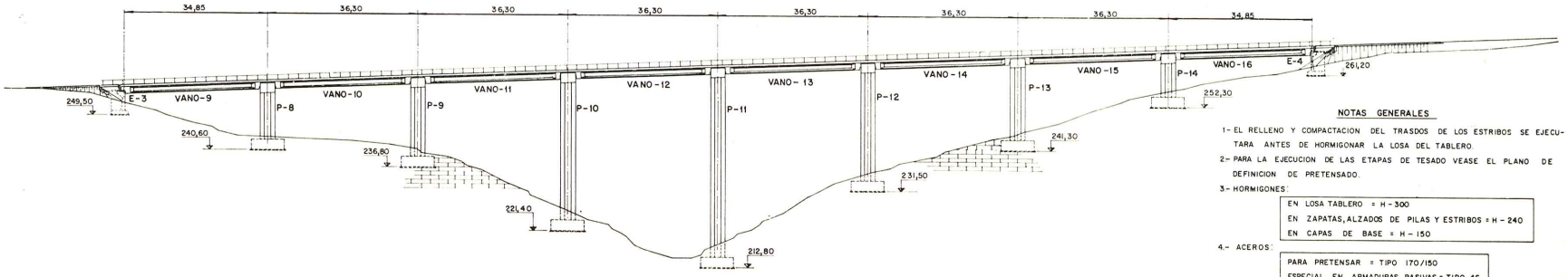
PLANTA



ALZADO LADO BARCELONA



ALZADO LADO ZARAGOZA



NOTAS GENERALES

1- EL RELLENO Y COMPACTACION DEL TRASDOS DE LOS ESTRIBOS SE EJECUTARA ANTES DE HORMIGONAR LA LOSA DEL TABLERO.

2- PARA LA EJECUCION DE LAS ETAPAS DE TESADO VEASE EL PLANO DE DEFINICION DE PRETENSADO.

3- HORMIGONES:

EN LOSA TABLERO = H - 300
EN ZAPATAS, ALZADOS DE PILAS Y ESTRIBOS = H - 240
EN CAPAS DE BASE = H - 150

4- ACEROS:

PARA PRETENSAR = TIPO 170/150
ESPECIAL EN ARMADURAS PASIVAS = TIPO 46

5- LAS ARISTAS DE LOS PARAMENTOS SE SUSTITUIRAN POR CHAFLANES DE 2x2 cm. SALVO QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.

6- EL EMPALME DE LAS ARMADURAS SE HARA POR SOLAPE, LA LONGITUD DEL MISMO SERA LA REPRESENTADA EN LOS PLANOS O EN SU DEFECTO 50 VECES EL DIAMETRO MAS GRUESO

Fig. 3

```
**************************
* VIADUCTO: O.F.-  73.0 *
**************************
```

ESTADO DE ALINEACIONES

TIPO	PK	X	Y	AZ	PARAMETRO
CL	72831.910	370969.335	571635.318	301.1796	600.00
CL	73071.910	370729.549	571626.969	296.0867	750.00
	73383.910	370417.319	571616.806	301.6129	

PUNTOS PRINCIPALES

CURVA	TIPO	XI	YI	PKI	AZI
1	CL	370729.549	571626.969	73071.910	296.0867

CURVA	TIPO	XI	YI	PKI	AZI
2	CL	370729.549	571626.969	73071.910	296.0867

ESTADO DE RASANTES

PK	COTA	PK	COTA	P	KV
72387.852	236.404	74485.833	320.323	0.0400	0.000

CAMBIOS DE PERALTE

PK	PT
72831.910	-0.0450
73071.910	0.0000
73271.910	0.0400

ANCHO TABLERO	D	LONGITUD ENTRE PILAS	L
DIS.RASANTE A EJE AUTOPISTA	D0	LUZ DE LA VIGA	L1
SEMI-ANCHO MEDIANA	D1	ANCHO ALA VIGA	L2
SEPARACION ENTRE VIGAS	D2	NUMERO DE VANOS	N2
DIS.EJE VIGA EXTR.A EJE TABL.	D3	NUMERO DE VIGAS/TABL.	N3
CANTO TOTAL (PV+LOSA+VIGA)	D4	COTRAFLECHA DE LA VIGA	Z8

CALZADA IZQUIERDA

D= 17.230	D0= 6.000	D1= 3.760	D2= 2.900
L= 36.300	L1= 33.400	D3= 7.250	D4= 1.275
L2= 0.700	N2= 8	N3= 6	Z8= 0.020

PILAS	P.K.	AZ. EJE CAPITEL	X	Y
1	72927.763	197.9633	370873.900	571622.071
2	72964.221	197.1514	370837.628	571620.645
3	73000.633	196.5750	370801.374	571618.824
4	73037.000	196.2334	370765.134	571616.741
5	73073.321	196.1179	370728.901	571614.531
6	73109.605	196.1919	370692.669	571612.317
7	73145.860	196.4209	370656.431	571610.191

ESTRIBOS	P.K.	X	Y
1	72891.259	370910.189	571622.967
2	73182.087	370620.184	571608.237

Fig. 4

TABLERO -1-
****

VIGA	COTAS APOYOS DORSAL	FRONTAL
1	254.830	256.266
2	254.928	256.345
3	255.026	256.423
4	255.125	256.501
5	255.223	256.579
6	255.322	256.657

RECRECIDOS DE VIGAS

	SECCIONES -0-	-1-	-2-	-3-	-4-	-5-	-6-	-7-	-8-	-9-	-10-
R.I.	0.022	0.014	0.008	0.003	0.001	0.000	0.001	0.003	0.008	0.014	0.022
R.D.	0.045	0.037	0.030	0.025	0.022	0.021	0.022	0.024	0.028	0.034	0.041

TABLERO -2-
****

VIGA	COTAS APOYOS DORSAL	FRONTAL
1	256.387	257.821
2	256.465	257.879
3	256.544	257.938
4	256.622	257.996
5	256.700	258.055
6	256.779	258.114

RECRECIDOS DE VIGAS

	SECCIONES -0-	-1-	-2-	-3-	-4-	-5-	-6-	-7-	-8-	-9-	-10-
R.I.	0.021	0.013	0.007	0.003	0.001	0.000	0.001	0.003	0.007	0.013	0.021
R.D.	0.040	0.031	0.025	0.020	0.017	0.017	0.017	0.020	0.023	0.029	0.035

TABLERO -3-
****

VIGA	COTAS APOYOS DORSAL	FRONTAL
1	257.942	259.373
2	258.000	259.412
3	258.059	259.451
4	258.117	259.490
5	258.175	259.529
6	258.233	259.568

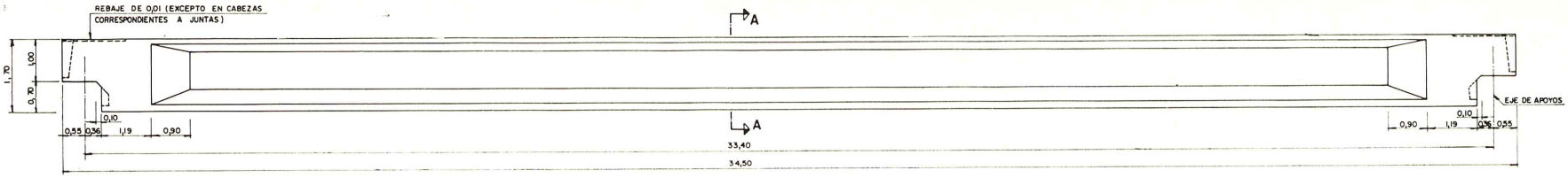
RECRECIDOS DE VIGAS

	SECCIONES -0-	-1-	-2-	-3-	-4-	-5-	-6-	-7-	-8-	-9-	-10-
R.I.	0.020	0.013	0.007	0.003	0.001	0.000	0.001	0.003	0.007	0.013	0.020
R.D.	0.034	0.026	0.020	0.015	0.013	0.012	0.012	0.015	0.018	0.023	0.030

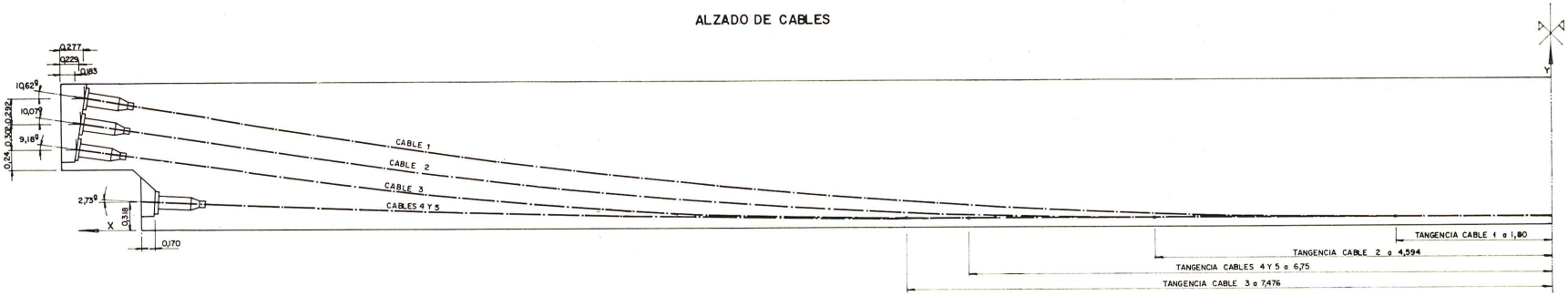
Fig. 5

VIGA PREFABRICADA

ALZADO

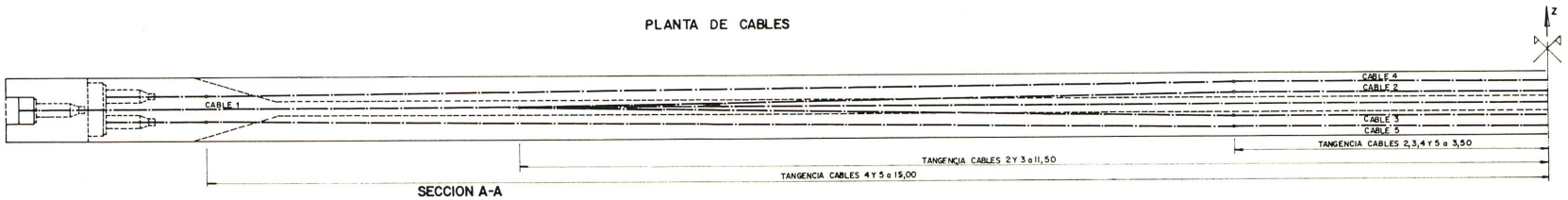


ALZADO DE CABLES

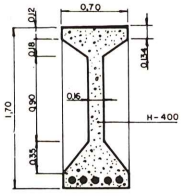


DENOMINACION		X	17,25	16,34	15,00	14,00	13,00	12,00	11,00	10,00	9,00	8,00	7,00	6,00	5,00	4,00	3,00	2,00	1,00	0,00
CABLE 1	Y		1,580	1,427	1,201	1,039	0,890	0,754	0,630	0,519	0,421	0,325	0,262	0,203	0,155	0,121	0,099	0,090	0,090	0,090
	Z		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
CABLE 2	Y		1,279	1,134	0,920	0,768	0,632	0,510	0,404	0,314	0,239	0,179	0,134	0,105	0,091	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090
	Z		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,008	0,024	0,041	0,057	0,073	0,089	0,106	0,122	0,130	0,130	0,130	0,130
CABLE 3	Y		0,967	0,835	0,640	0,504	0,387	0,289	0,211	0,152	0,113	0,093	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090
	Z		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,008	-0,024	-0,041	-0,057	-0,073	-0,089	-0,106	-0,122	-0,130	-0,130	-0,130	-0,130
CABLE 4	Y			0,325	0,267	0,227	0,192	0,162	0,137	0,118	0,103	0,094	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090
	Z			0,140	0,140	0,150	0,159	0,169	0,178	0,188	0,197	0,207	0,216	0,226	0,236	0,245	0,250	0,250	0,250	0,250
CABLE 5	Y			0,325	0,267	0,227	0,192	0,162	0,137	0,118	0,103	0,094	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090
	Z			- 0,140	0,140	- 0,150	- 0,159	- 0,169	- 0,178	-0,188	-0,197	- 0,207	0,216	- 0,226	- 0,236	- 0,245	- 0,250	- 0,250	- 0,250	-0,250

PLANTA DE CABLES



SECCION A-A



NOTAS.-

ESTAPAS DE TESADO: Cuando el hormigón haya alcanzado una resistencia de 160 kg/cm^2 se hará un pretensado inicial de 200 t uniformemente repartidas entre los cinco cables.
A los quince días de hormigonado la viga y supuesto que el hormigón ha tomado una resistencia de 340 kg/cm^2 se tesarán todos los cables uniformemente hasta conseguir una fuerza de 736 t en cabeza. El plazo de 15 días no podrá ser disminuido, ni aún en el caso de resistencias del hormigón superiores a la prevista de 340 kg/cm^2

NOTA.-

La cara superior de la viga se deja con una pendiente del 2% para que una vez colocadas las vigas, asiento sobre ellas el tablero con el peralte correspondiente.
La superficie de apoyo de las vigas será horizontal, el canto del apoyo cantilever será variable siendo de un metro en el eje de apoyo.

NORMAS GENERALES: La sección de los cables es de 1154,4 mm^2 cada uno.
Se ha tomado un coeficiente de rozamiento ángular = 0,25 y coeficiente de rozamiento por serpenteo k= 0,0025 m^{-1}.
Cualquier modificación sobre el plan de tesado previsto dará lugar por parte del contratista a una revisión de los calculos del proyecto, debiendo dicha revisión ser presentada para su aprobación al ingeniero encargado de la obra.

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES: Resistencia característica del hormigón en vigas prefabricadas 400 kg/cm^2
Límite elastico del acero para armaduras 4.600 kg/cm^2
Resistencia característica del hormigón en losas y riostras 300 kg/cm^2
Tensión de rotura del acero para pretensar 170 kg/mm^2

Fig. 6

C.F.- 73.0

MOMENTOS TRANSVERSALES SEGUN GUYON-MASSONET

RL	RT	JL	JT
0.2004139	0.0006660	0.0033916	0.0013200

2B	L	COEF.POISSON	P.FLEXION	P.TORSION
17.23	33.40	0.20	1.0743	0.0850

MOMENTOS EN Y= 0.000

VALORES DE MU SUB-ALFA*10↑4

-B	-B/4	-B/2	-B/4	0	B/4	B/2	3B/4	B
-236.7	-244.5	-181.4	-141.6	1016.1	141.6	-181.4	-244.5	-236.7
-0.4	1.8	-5.3	-63.3	335.2	-63.3	-5.3	1.8	-0.4
0.0	-0.0	0.6	-11.4	201.1	-11.4	0.6	-0.0	0.0

SUPERFICIES DE MU SUB-ALFA

M	S(+)	S(-)
1	2626.95	-2173.28
3	611.46	-178.09
5	411.21	-24.76

SUPERFICIES DE CALCULO DE MU SUB-ALFA

M	MOMENTOS(+)	MOMENTOS(-)
1	2626.95	-2173.28
3	511.71	-78.34
5	396.98	-10.53

MOMENTOS POR 0.40 T/M2

POSITIVOS	NEGATIVOS
M= 1.262	M= -0.966

MOMENTOS POR CARRO DE 60T.-POSICION 1

ABCISA C. DE G. CARRO= 1.000

M= 2.151

MOMENTOS POR CARRO DE 60T.-POSICION 2

ABCISA C. DE G. CARRO= 5.865

M= -0.594

MOMENTOS POR ACERAS,DEFENSAS Y PAVIMENTO

ESPESOR PAVIMENTO= 0.075

A.IZQ	A.DER	ALTURA	C.DEFENSAS
1.077	1.077	0.25	0.06

M(A Y D)= -0.282 M(PAV)= 0.139

MOMENTOS TRANSVERSALES SEGUN WESTERGAARD

SEPARACION VIGAS= 2.900 CANTO LOSA= 0.200

MOMENTOS POR CARRO DE 60T. (+-)

M.TRANS= 3.416 M.LONG = 1.848

MOMENTOS P.P. LOSA Y PAVIMENTO (+-)

M= 0.482

NOTA:LOS VALORES DE LOS MOMENTOS SE DAN EN MP*M POR METRO LINEAL Y SIN MAYORAR POR 1.1

Fig. 9

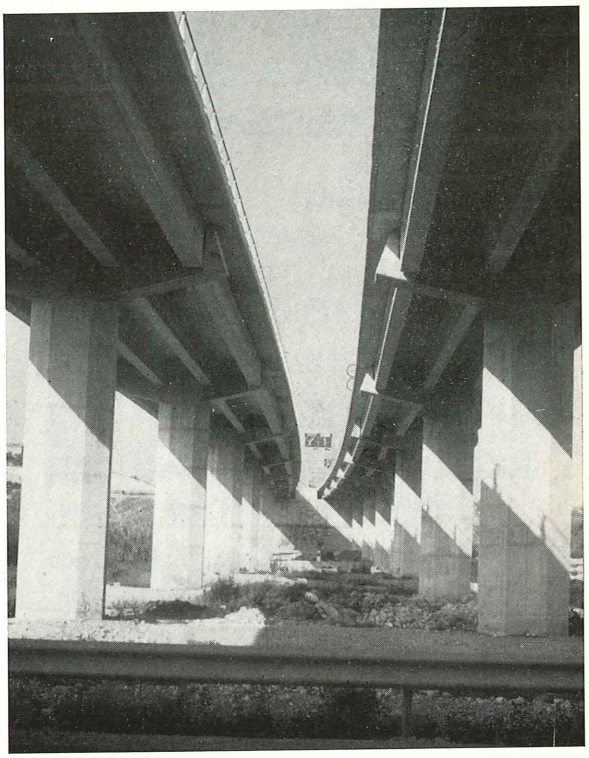
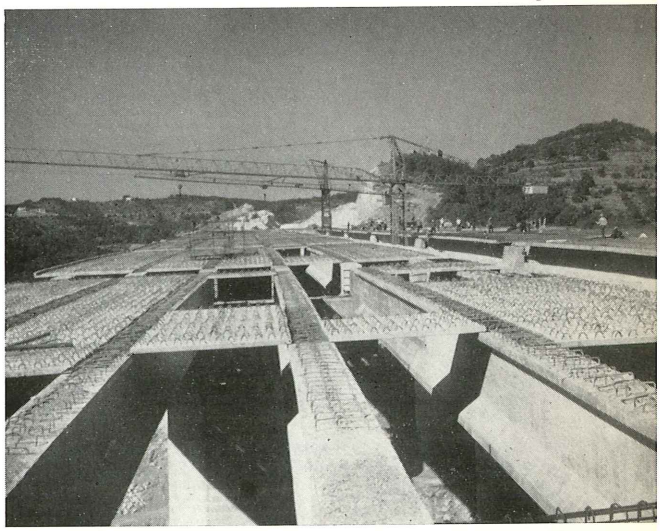


Fig. 7

El tablero está formado por 6 vigas prefabricadas en obra de 1,70 m de canto, separación entre ejes de 2,90 m, longitud total de 34,50 m, con una luz entre apoyos de 33,40 m (fig. 6). El apoyo es a media caña y el esfuerzo de compresión se logra a través de cinco cables BBR dispuestos simétricamente en planta y alzado que proporcionan un esfuerzo en cabeza de 736 t. En la figura 7 vemos esta misma

Fig. 8



O.F.- 73.0

REPARTO TRANSVERSAL DE MOMENTOS LONGITUDINALES

SEGUN GUYON-MASSONET

RL	RT	JL	JT
0.2004138	0.0006660	0.0033916	0.0013200

2B	L	COEF.POISSON	P.FLEXION	P.TORSION
17.23	33.40	0.20	1.0743	0.0850

VALORES DE K SUB-ALFA

-B	-3B/4	-B/2	-B/4	0	B/4	B/2	3B/4	B
-0.426	0.199	0.949	1.830	2.372	1.830	0.949	0.199	-0.426
-0.367	-0.071	0.332	0.976	1.830	2.376	1.822	0.862	-0.080
-0.204	-0.126	0.014	0.332	0.949	1.822	2.434	2.005	1.209
-0.049	-0.097	-0.126	-0.071	0.199	0.862	2.005	3.294	4.052
0.091	-0.049	-0.204	-0.367	-0.426	-0.080	1.209	4.052	8.501

VALORES DE K SUB-ALFA PARA Y= 1.450

-0.408	-0.015	0.498	1.243	2.090	2.297	1.526	0.592	-0.266

VALORES DE K SUB-ALFA PARA Y= 7.250

0.003	-0.080	-0.157	-0.184	-0.037	0.511	1.721	3.616	5.535

MOMENTOS POR 0.40 T/M2 Y PAVIMENTO

ESPESOR PAVIMENTO= 0.075

S(-)	S(+)	S(TOTAL)	M(0.40T/M2)	M(PAV.)
-0.626	17.856	17.230	57.803	26.146
-0.492	17.722	17.230	57.371	26.146
-0.477	17.707	17.230	57.322	26.146
-0.629	17.859	17.230	57.813	26.146
-2.310	19.540	17.230	63.257	26.146
-0.544	17.774	17.230	57.539	26.146
-0.947	18.177	17.230	58.845	26.146

MOMENTOS POR CARRO DE 60T

ABCISA C.DE G. CARRO= 0.000

0	B/4	B/2	3B/4	B
60.842	49.310	26.778	6.616	-10.506

M EN Y= 1.450

ABCISA C.DE G. CARRO= 1.450

60.868

M EN Y= 7.250

ABCISA C.DE G. CARRO= 5.865

84.208

MOMENTOS POR ACERAS Y DEFENSAS

A.IZQ	A.DER	ALTURA	C.DEFENSAS
1.077	1.077	0.25	0.06

0	B/4	B/2	3B/4	B
-2.379	-0.624	5.314	16.586	31.864

M EN Y= 1.450

-1.599

M EN Y= 7.250

21.961

NOTA:LOS VALORES DE LOS MOMENTOS SE DAN EN MP*M POR METRO LINEAL Y SIN MAYORAR POR 1.1

Fig. 10

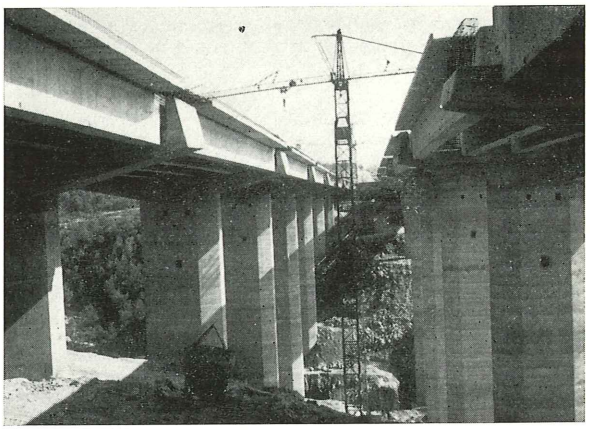
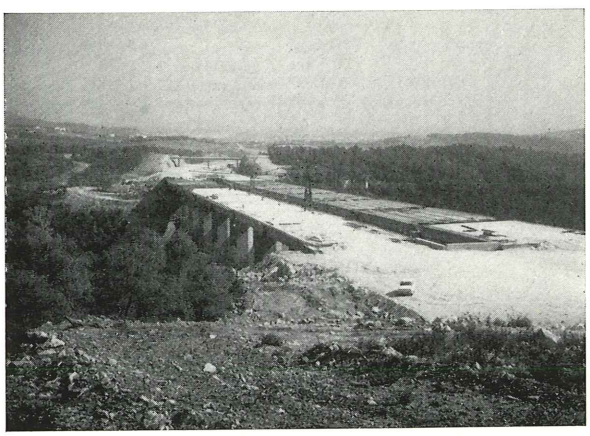


Fig. 11

viga colocada en el viaducto del río Francolí de la autopista Barcelona-Tarragona, en servicio desde hace algún tiempo. Sobre las vigas se hormigona la losa de compresión de 13 cm de espesor, sirviendo de encofrado unas losetas de 7 cm de espesor (fig. 8) que a su vez colaboran con el hormigón vertido sobre ellas, obteniéndose una losa sobre vigas de un espesor total de 20 cm.

Para la distribución de esfuerzos se empleó el método de Guyon-Massonet realizándose el cálculo mediante programa. En la figura 9 podemos observar la salida de resultados correspondiente al reparto transversal de momentos longitudinales y en la figura 10 la distribución de momentos transversales.

Fig. 12



La cimentación es directa. Las pilas son octogonales, huecas, con paredes de 20 cm de espesor (fig. 11). El programa de flexocompresión esviada para secciones de forma absolutamente general, macizas o huecas, resolvió el cálculo de las armaduras de las pilas.

La losa superior es continua a todo lo largo del viaducto, hiperestatizando la estructura (fig. 12). Se dispusieron apoyos de teflón en estribos y pilas adyacentes y apoyos de neopreno en las restantes pilas. Se han dispuesto juntas en estribos capaces de absorber movimientos de 150 mm.

ENLACE DE VILARRODONA

Está constituido por 2 tableros gemelos con una separación de 0,45 m entre bordes interiores y un ancho de 9,30 por tablero (fig. 13).

Cada tablero lo forma una losa continua postesada de 4 vanos de longitudes 13 + 21,375 + 27,862 + 13 m. La sección es maciza, con un canto de 1,10 m.

El postesado se ejecutó con 24 cables BBR de 31 ∅ 7 que proporcionan un esfuerzo en cabeza de 3.400 t. No se admitieron tracciones en ninguna de las etapas de pretensado ni en ninguna de las hipótesis de carga.

Los cálculos relativos a envolvente de momentos flectores, esfuerzos cortantes, geometría del cable, comprobación de secciones, etc., se realizaron mediante sendos programas absolutamente generales en cuanto a características geométricas variables en anchura, canto, etc. y que en esta obra su tiempo de procesado se acortaba al ser el puente de inercia constante.

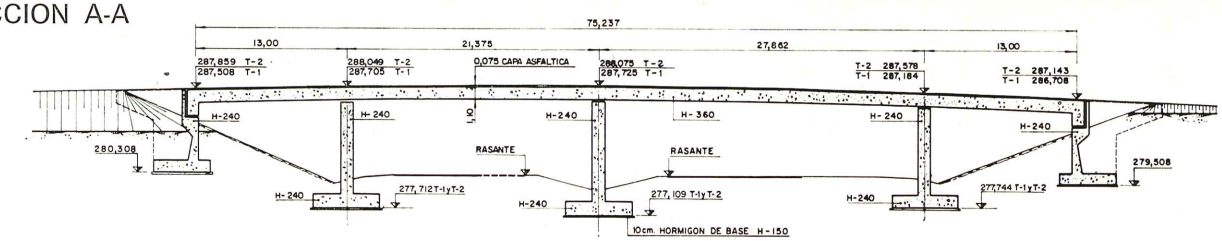
En la figura 14 puede verse la entrada de datos (que en este caso resulta breve al ser constantes las características mecánicas de la losa) y la envolvente de momentos flectores para cargas permanentes y sobrecargas que fija la Instrucción vigente. En la figura 15 el trazado del cable y fuerza unitaria de pretensado en cada sección en los 2 primeros vanos. Se completan dichos resultados en la figura 16 donde se dan también los giros y momentos hiperestáticos unitarios que introduce el pretensado. En la figura 17 aparece la salida de máquina correspondiente a la comprobación de tensiones y en la 18 los esfuerzos cortantes máximos y mínimos así como las acciones verticales máximas sobre pilas.

Se puso especial atención al cálculo de cargas sobre placas de apoyo, pues si bien la reacción era positiva para peso propio y cargas centradas, para cargas descentradas y en hipótesis pésimas se producía un par torsional de valor considerable, pues al disponerse pila de fuste único cilíndrico los esfuerzos de torsión, sin coacciones al giro en apoyos de pilas se transmiten forzosamente a los estribos. Aquel par de torsión originaba un levantamiento en el apoyo.

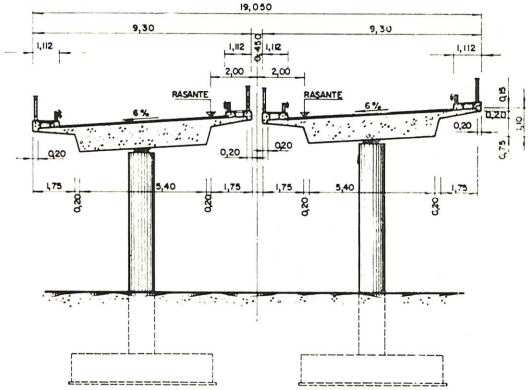
Para evitarlo, aunque se pensó en la posibilidad de un pretensado vertical se optó por la solución de disponer un regruesamiento de la losa en la zona de estribos que daba una carga vertical hacia abajo que contrarrestaba la ascendente dada por el par de torsión (figs. 19 y 20).

En fecha reciente se ha realizado la prueba de carga del puente (figs. 21 y 22). Se reprodujo en el mayor de los vanos, el momento flector en el centro del mismo dado por el cálculo teórico y con las sobrecargas que prescribe la Instrucción vigente, mediante 6 camiones de 30 t cada uno, dispuestos en dicho vano. El momento era un 6 % menor al de cálculo. La flecha que obtuvimos fue de 8 mm frente a los 9,5 teóricos (ver figs. 23 y 24).

SECCION A-A



SECCION B-B



PLANTA

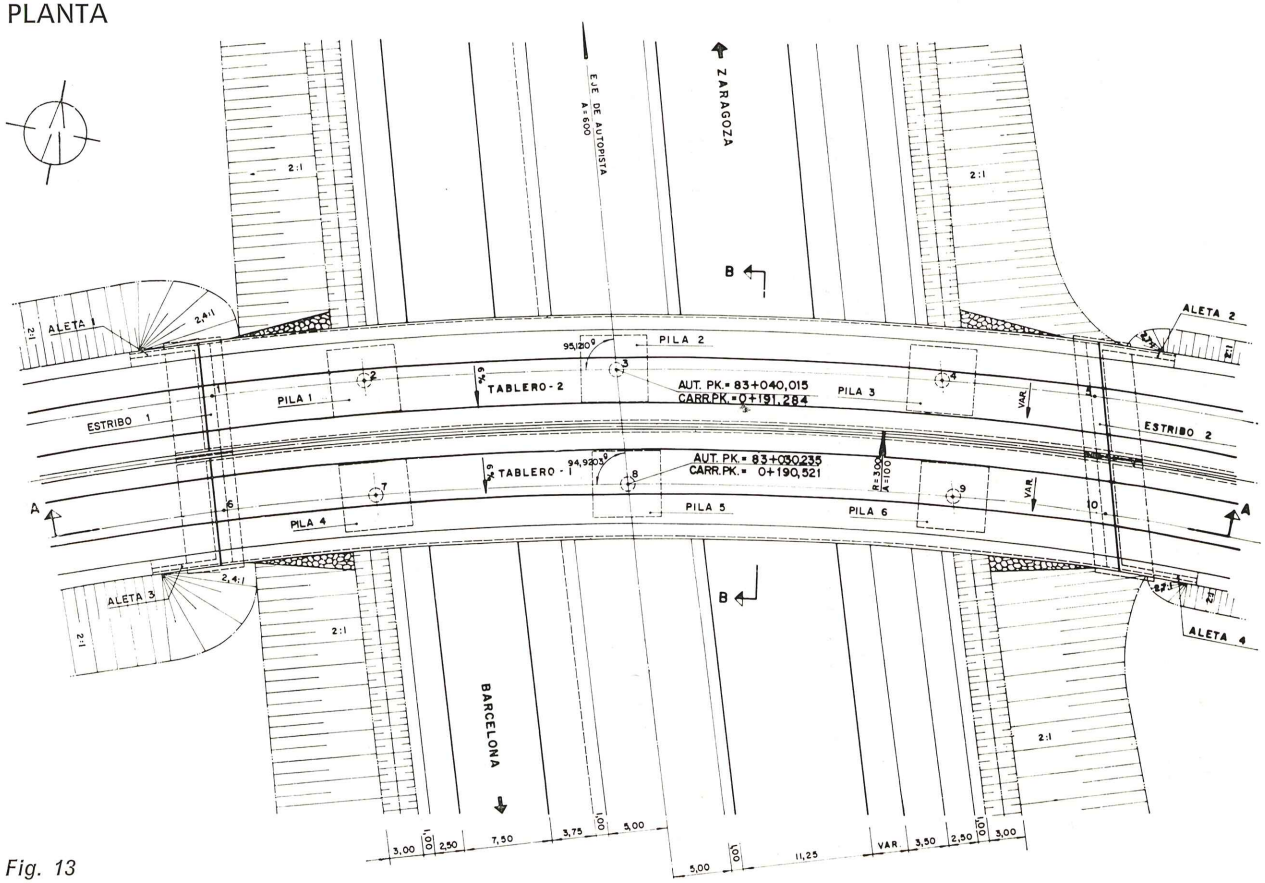


Fig. 13

PUNTOS	COORDENADAS	
	X	Y
1	361.747,164	573.480,210
2	759,657	483,800
3	780,494	488,536
4	808,065	492,495
5	821,035	493,407
6	749,722	470,795
7	762,213	474,391
8	783,058	479,098
9	810,643	482,944
10	823,617	483,743

1.- EL RELLENO Y COMPACTACION DEL TRASDOS DE LOS ESTRIBOS SE EJECUTARA ANTES DE HORMIGONAR LA LOSA DEL TABLERO.

2.- PARA LA EJECUCION DE LAS ETAPAS DE TESADO VEASE EL PLANO DE DEFINICION DE PRETENSADO.

3.- HORMIGONES:

EN LOSA TABLERO = H-360
EN ZAPATAS, ALZADOS DE PILAS Y ESTRIBOS = H-240
EN CAPAS DE BASE = H-150

4.- ACEROS:

PARA PRETENSAR: TIPO 170/150
ESPECIAL EN ARMADURAS PASIVAS: TIPO 46

5.- LAS ARISTAS DE LOS PARAMENTOS SE SUSTITUIRAN POR CHAFLANES DE 2x2 CM. SALVO QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.

6.- EL EMPALME DE LAS ARMADURAS SE HARA POR SOLAPE, LA LONGITUD DEL MISMO SERA LA REPRESENTADA EN LOS PLANOS O EN SU DEFECTO 50 VECES EL DIAMETRO MAS GRUESO.

****
* ENLACE DE VILARRODONA *
****

O.F. 83.0.

NUMERO DE VANOS = 4

VANO 1

LONGITUD	SECCION	INERCIA	ANCHO	CANTO	D.FN-BS
13.000	7.005	0.7466	9.30	1.10	0.4973

LONGITUD DEL VANO 1 = 13.000

VANO 2

LONGITUD	SECCION	INERCIA	ANCHO	CANTO	D.FN-BS
21.375	7.005	0.7466	9.30	1.10	0.4973

LONGITUD DEL VANO 2 = 21.375

VANO 3

LONGITUD	SECCION	INERCIA	ANCHO	CANTO	D.FN-BS
27.863	7.005	0.7466	9.30	1.10	0.4973

LONGITUD DEL VANO 3 = 27.863

VANO 4

LONGITUD	SECCION	INERCIA	ANCHO	CANTO	D.FN-BS
13.000	7.005	0.7466	9.30	1.10	0.4973

LONGITUD DEL VANO 4 = 13.000

DATOS VARIOS

RESTO DE CARGAS PERM. (EXCL. PAVIMENTO) = 1.43

SUMA DE ANCHOS DE ACERAS = 2.22

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

SECC.	M.P.P.	M.SC.P.	M.P.P. +SC.P.	M.SC.0.4 +	M.SC.0.4 -	M.SC. 60T. +	M.SC. 60T. -
0.3	180.51	28.43	208.94	71.34	-33.00	121.13	-38.57
0.4	181.49	28.58	210.07	82.55	-44.00	136.46	-51.42
0.5	152.88	24.07	176.95	87.47	-55.00	136.17	-64.28
0.7	6.85	1.08	7.93	78.45	-76.99	96.05	-89.99
1.0	-434.15	-68.37	-502.52	49.57	-141.79	46.92	-128.55
1.3	227.40	35.81	263.21	81.40	-33.10	137.18	-36.84
1.5	268.37	42.26	310.63	124.02	-67.01	187.59	-52.00
1.7	-10.71	-1.69	-12.40	98.65	-100.92	153.25	-91.57
2.0	-1029.43	-162.11	-1191.54	16.01	-234.69	15.45	-150.93
2.3	433.12	68.20	501.33	139.40	-47.40	186.61	-54.70
2.5	728.37	114.70	843.07	189.13	-34.42	236.18	-30.16
2.7	479.79	75.55	555.34	123.34	-21.43	175.02	-31.02
3.0	-912.77	-143.74	-1056.51	25.66	-219.55	31.20	-177.54
3.3	-328.18	-51.68	-379.86	64.65	-134.36	101.02	-124.28
3.5	-86.43	-13.61	-100.04	77.61	-95.97	139.97	-88.77
3.6	-9.95	-1.57	-11.52	74.66	-76.78	139.19	-71.02
3.7	36.93	5.82	42.74	65.43	-57.58	122.80	-53.26

MOMENTOS MAXIMOS Y MINIMOS

0.3	401.41	137.38
0.4	429.08	114.66
0.5	400.60	57.68
0.7	182.43	-159.05
1.0	-406.02	-772.86
1.3	481.80	193.28
1.5	622.24	191.62
1.7	239.50	-204.89
2.0	-1160.07	-1577.16
2.3	827.34	399.22
2.5	1268.38	778.49
2.7	853.70	502.90
3.0	-999.65	-1453.60
3.3	-214.19	-638.50
3.5	117.54	-284.79
3.6	202.33	-159.32
3.7	230.97	-68.10

Fig. 14

MU = 0.22 BETA = 0.0025

PUNTOS DE PASO DEL CABLE

		A1	B1	A2	B2	A3	B3	A4	A5
VANO	1.0	0.00	0.4973	0.50	0.6411	1.00	0.3407	0.00	0.93
VANO	2.0	0.00	0.3407	0.50	0.7324	1.00	0.1000	0.08	0.93
VANO	3.0	0.00	0.1000	0.50	1.0000	1.00	0.1474	0.08	0.93
VANO	4.0	0.00	0.1474	0.50	0.5103	1.00	0.4973	0.08	1.00

VANO 1

X/L	X	FN-BS	CANTO	VI	VS	E	F
0.00	0.000	0.4973	1.10	0.6027	0.4973	0.0000	1.0000
0.05	0.650	0.4973	1.10	0.5754	0.5246	-0.0273	0.9974
0.10	1.300	0.4973	1.10	0.5509	0.5491	-0.0518	0.9948
0.15	1.950	0.4973	1.10	0.5293	0.5707	-0.0734	0.9922
0.20	2.600	0.4973	1.10	0.5106	0.5894	-0.0921	0.9897
0.25	3.250	0.4973	1.10	0.4948	0.6052	-0.1079	0.9871
0.30	3.900	0.4973	1.10	0.4819	0.6181	-0.1208	0.9845
0.35	4.550	0.4973	1.10	0.4718	0.6282	-0.1309	0.9820
0.40	5.200	0.4973	1.10	0.4646	0.6354	-0.1381	0.9794
0.45	5.850	0.4973	1.10	0.4603	0.6397	-0.1424	0.9769
0.50	6.500	0.4973	1.10	0.4589	0.6411	-0.1438	0.9744
0.55	7.150	0.4973	1.10	0.4624	0.6376	-0.1403	0.9704
0.60	7.800	0.4973	1.10	0.4730	0.6270	-0.1297	0.9666
0.65	8.450	0.4973	1.10	0.4907	0.6093	-0.1120	0.9627
0.70	9.100	0.4973	1.10	0.5154	0.5846	-0.0873	0.9588
0.75	9.750	0.4973	1.10	0.5472	0.5528	-0.0555	0.9550
0.80	10.400	0.4973	1.10	0.5861	0.5139	-0.0166	0.9512
0.85	11.050	0.4973	1.10	0.6321	0.4679	0.0294	0.9474
0.90	11.700	0.4973	1.10	0.6851	0.4149	0.0824	0.9436
0.95	12.350	0.4973	1.10	0.7393	0.3607	0.1366	0.9346
1.00	13.000	0.4973	1.10	0.7593	0.3407	0.1566	0.9205

VANO 2

X/L	X	FN-BS	CANTO	VI	VS	E	F
0.00	0.000	0.4973	1.10	0.7593	0.3407	0.1566	0.9205
0.05	1.069	0.4973	1.10	0.7332	0.3668	0.1305	0.9083
0.10	2.138	0.4973	1.10	0.6625	0.4375	0.0598	0.9002
0.15	3.206	0.4973	1.10	0.5934	0.5066	-0.0093	0.8961
0.20	4.275	0.4973	1.10	0.5335	0.5665	-0.0692	0.8920
0.25	5.344	0.4973	1.10	0.4828	0.6172	-0.1199	0.8879
0.30	6.413	0.4973	1.10	0.4413	0.6587	-0.1614	0.8839
0.35	7.481	0.4973	1.10	0.4091	0.6909	-0.1936	0.8799
0.40	8.550	0.4973	1.10	0.3860	0.7140	-0.2167	0.8758
0.45	9.619	0.4973	1.10	0.3722	0.7278	-0.2305	0.8719
0.50	10.688	0.4973	1.10	0.3676	0.7324	-0.2351	0.8679
0.55	11.756	0.4973	1.10	0.3750	0.7250	-0.2277	0.8629
0.60	12.825	0.4973	1.10	0.3973	0.7027	-0.2054	0.8580
0.65	13.894	0.4973	1.10	0.4345	0.6655	-0.1682	0.8531
0.70	14.963	0.4973	1.10	0.4866	0.6134	-0.1161	0.8482
0.75	16.031	0.4973	1.10	0.5536	0.5464	-0.0491	0.8434
0.80	17.100	0.4973	1.10	0.6354	0.4646	0.0327	0.8386
0.85	18.169	0.4973	1.10	0.7322	0.3678	0.1295	0.8338
0.90	19.238	0.4973	1.10	0.8438	0.2562	0.2411	0.8290
0.95	20.306	0.4973	1.10	0.9578	0.1422	0.3551	0.8185
1.00	21.375	0.4973	1.10	1.0000	0.1000	0.3973	0.8023

Fig. 15

VANO 3

X/L	X	FN-BS	CANTO	VI	VS	E	F
0.00	0.000	0.4973	1.10	1.0000	0.1000	0.3973	0.8023
0.05	1.393	0.4973	1.10	0.9400	0.1600	0.3373	0.7869
0.10	2.786	0.4973	1.10	0.7776	0.3224	0.1749	0.7983
0.15	4.179	0.4973	1.10	0.6188	0.4812	0.0161	0.8038
0.20	5.573	0.4973	1.10	0.4812	0.6188	-0.1215	0.8093
0.25	6.966	0.4973	1.10	0.3647	0.7353	-0.2380	0.8148
0.30	8.359	0.4973	1.10	0.2694	0.8306	-0.3333	0.8203
0.35	9.752	0.4973	1.10	0.1953	0.9047	-0.4074	0.8260
0.40	11.145	0.4973	1.10	0.1424	0.9576	-0.4603	0.8316
0.45	12.538	0.4973	1.10	0.1106	0.9894	-0.4921	0.8373
0.50	13.932	0.4973	1.10	0.1000	1.0000	-0.5027	0.8430
0.55	15.325	0.4973	1.10	0.1100	0.9900	-0.4927	0.8487
0.60	16.718	0.4973	1.10	0.1401	0.9599	-0.4626	0.8543
0.65	18.111	0.4973	1.10	0.1903	0.9097	-0.4124	0.8600
0.70	19.504	0.4973	1.10	0.2605	0.8395	-0.3422	0.8658
0.75	20.897	0.4973	1.10	0.3508	0.7492	-0.2519	0.8715
0.80	22.290	0.4973	1.10	0.4611	0.6389	-0.1416	0.8773
0.85	23.684	0.4973	1.10	0.5915	0.5085	-0.0112	0.8832
0.90	25.077	0.4973	1.10	0.7420	0.3580	0.1393	0.8890
0.95	26.470	0.4973	1.10	0.8958	0.2042	0.2931	0.9015
1.00	27.863	0.4973	1.10	0.9526	0.1474	0.3499	0.9210

VANO 4

X/L	X	FN-BS	CANTO	VI	VS	E	F
0.00	0.000	0.4973	1.10	0.9526	0.1474	0.3499	0.9210
0.05	0.650	0.4973	1.10	0.9284	0.1716	0.3257	0.9377
0.10	1.300	0.4973	1.10	0.8629	0.2371	0.2602	0.9482
0.15	1.950	0.4973	1.10	0.7989	0.3011	0.1962	0.9525
0.20	2.600	0.4973	1.10	0.7434	0.3566	0.1407	0.9568
0.25	3.250	0.4973	1.10	0.6964	0.4036	0.0937	0.9611
0.30	3.900	0.4973	1.10	0.6580	0.4420	0.0553	0.9654
0.35	4.550	0.4973	1.10	0.6281	0.4719	0.0254	0.9698
0.40	5.200	0.4973	1.10	0.6067	0.4933	0.0040	0.9742
0.45	5.850	0.4973	1.10	0.5939	0.5061	-0.0088	0.9786
0.50	6.500	0.4973	1.10	0.5897	0.5103	-0.0130	0.9830
0.55	7.150	0.4973	1.10	0.5898	0.5102	-0.0129	0.9847
0.60	7.800	0.4973	1.10	0.5902	0.5098	-0.0125	0.9864
0.65	8.450	0.4973	1.10	0.5908	0.5092	-0.0119	0.9881
0.70	9.100	0.4973	1.10	0.5917	0.5083	-0.0110	0.9898
0.75	9.750	0.4973	1.10	0.5929	0.5071	-0.0098	0.9915
0.80	10.400	0.4973	1.10	0.5944	0.5056	-0.0083	0.9932
0.85	11.050	0.4973	1.10	0.5960	0.5040	-0.0067	0.9949
0.90	11.700	0.4973	1.10	0.5980	0.5020	-0.0047	0.9966
0.95	12.350	0.4973	1.10	0.6002	0.4998	-0.0025	0.9983
1.00	13.000	0.4973	1.10	0.6027	0.4973	0.0000	1.0000

GIROS EN LOS APOYOS

		IZQUIERDO	DERECHO
VANO	1	-0.7433	-0.3255
VANO	2	-0.9062	-0.1111
VANO	3	-2.5547	-2.6930
VANO	4	0.8952	0.0676

MOMENTOS HIPERESTATICOS UNITARIOS DE PRETENSADO

MOMENTO EN APOYO 1= 0.0520
MOMENTO EN APOYO 2= 0.0909
MOMENTO EN APOYO 3= 0.0676

Fig. 16

FUERZA DE PRETENSADO = 3389.79 MP

FUERZA DE PRIMER PRETENSADO = 1770.06 MP

TENSIONES CON MOMENTO FLECTOR DADO POR PESO PROPIO ESTRICTO

		PRIMER PRETENSADO		*PRETENSADO FINAL*	
SEC.	MOM. EXT.	T.F.S.	T.F.I.	T.F.S.	T.F.I.
0.3	180.51	247.19	250.70	363.36	613.46
0.4	181.49	233.48	264.46	336.51	640.54
0.5	152.88	213.48	285.86	315.66	660.38
0.7	6.85	191.11	304.30	361.81	587.82
1.0	-434.15	174.68	302.82	599.15	259.21
1.3	227.40	281.69	152.63	400.85	460.29
1.5	268.37	241.70	192.15	299.30	566.23
1.7	-10.71	184.51	250.47	359.88	471.76
2.0	-1029.43	-0.00	448.44	627.46	98.35
2.3	-433.12	272.31	128.49	257.50	566.01
2.5	728.37	291.90	117.43	115.06	762.95
2.7	479.79	276.92	148.29	237.89	638.40
3.0	-912.77	84.31	412.58	717.82	115.85
3.3	-328.18	144.06	365.01	475.91	456.60
3.5	-86.43	215.57	288.17	465.52	488.02
3.6	-9.95	259.96	236.26	503.90	445.11
3.7	36.93	285.85	206.78	524.91	423.28

TENSIONES CON MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS Y MINIMOS

		TENSIONES INICIALES		*TENSIONES DIFERIDAS*	
SEC.	MOM. EXT.	T.F.S.	T.F.I.	T.F.S.	T.F.I.
0.3	401.41	510.49	435.14	461.87	283.30
	137.38	334.62	648.28	286.00	496.45
0.4	429.08	501.42	440.67	458.30	283.26
	114.66	291.99	694.49	248.87	537.08
0.5	400.60	480.66	460.40	437.89	303.65
	57.68	252.25	737.23	209.48	580.47
0.7	182.43	478.76	446.08	407.31	327.41
	-159.05	251.31	721.75	179.86	603.08
1.0	-406.02	617.88	236.50	440.22	254.76
	-772.86	373.54	532.64	195.87	550.89
1.3	481.80	570.30	254.93	520.43	126.15
	193.28	378.12	487.80	328.25	359.06
1.5	622.24	535.01	280.57	510.90	123.99
	191.62	248.18	628.19	224.07	471.61
1.7	239.50	526.54	269.77	453.14	177.15
	-204.89	230.54	628.52	157.13	535.89
2.0	-1160.07	540.44	203.81	277.81	350.34
	-1577.16	262.63	540.50	0.00	687.03
2.3	827.34	520.09	247.78	526.29	64.65
	399.22	234.93	593.38	241.12	410.25
2.5	1268.38	474.75	327.01	548.77	56.83
	778.49	148.45	722.48	222.47	452.29
2.7	853.70	486.95	336.55	503.29	131.41
	502.90	253.28	619.75	269.62	414.60
3.0	-999.65	659.95	185.99	394.79	310.18
	-1453.60	357.58	552.44	92.42	676.64
3.3	-214.19	551.84	364.58	412.94	326.25
	-638.50	269.21	707.11	130.31	668.77
3.5	117.54	601.39	323.36	496.77	239.71
	-284.79	333.40	648.14	228.78	564.49
3.6	202.33	645.30	273.74	543.20	186.33
	-159.32	404.42	565.68	302.31	478.27
3.7	230.97	654.16	266.64	554.09	176.02
	-68.10	454.95	508.06	354.89	417.45

Fig. 17

```
*************************************************************
*                                                           *
* E N L A C E   D E   V I L A R R O D O N A   O.F. 83.0     *
*                                                           *
*          ESFUERZOS CORTANTES Y REACCIONES                 *
*                                                           *
*************************************************************
```

DATOS VARIOS

RESTO DE CARGAS PERM. (EXCL. PAVIMENTO) = 1.43

SUMA DE ANCHOS DE ACERAS = 2.22

MOMENTOS HIPERESTATICOS DE PRETENSADO

MOMENTO EN APOYO 2= 176.80
MOMENTO EN APOYO 3= 309.06
MOMENTO EN APOYO 4= 229.84

CALCULO DE LOS ESFUERZOS CORTANTES MAXIMOS

APOYO	Q.P.P.	Q.0.4T/M2		Q.TREN 60T		Q PRET.	Q.TOTALES MAX.	
1 DER	93.10	25.55	-8.46	51.72	-9.89	13.60	183.97	88.35
2 IZQ	-170.41	3.81	-35.09	3.61	-55.15	13.60	-149.39	-247.05
2 DER	184.41	43.62	-9.78	57.30	-9.26	6.19	291.51	171.56
3 IZQ	-248.88	2.36	-48.03	3.40	-56.45	6.19	-236.93	-347.17
3 DER	287.24	54.37	-1.66	57.73	-2.38	-2.84	396.51	280.36
4 IZQ	-277.55	3.62	-54.56	4.40	-58.10	-2.84	-272.37	-393.05
4 DER	213.03	41.07	-1.97	54.87	-2.40	-17.68	291.29	190.98
5 IZQ	-50.49	14.76	-24.03	13.66	-51.90	-17.68	-39.75	-144.10

ESTRIBOS: REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS

	MAX	MIN
ESTRIBO 1	183.97	88.35
ESTRIBO 2	144.10	39.75

PILAS: REACCIONES MAXIMAS

	CARGAS PERMANENTES	SOBRECARGAS	REACCION TOTAL
PILA 1	347.41	138.71	486.11
PILA 2	527.09	162.41	689.50
PILA 3	475.74	155.63	631.37

Fig. 18

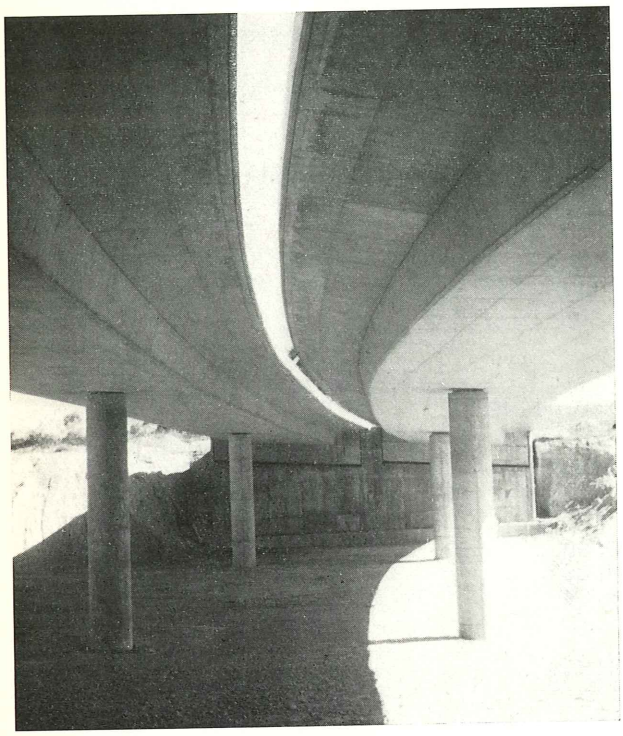


Fig. 19

Fig. 21



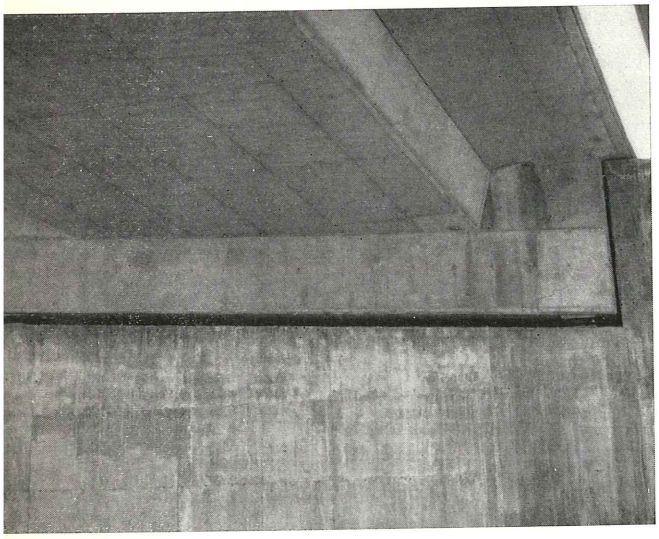
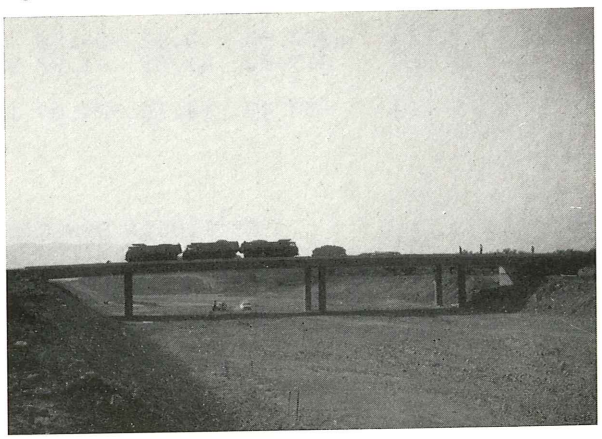


Fig. 20

Fig. 22



El Director del Proyecto de la Autopista del Ebro es D. Luis Muñoz Campos, Dr. Ingeniero de Caminos, y los puentes descritos han sido proyectados en la División de Estructuras de Ibering.

La Dirección de Obra la realiza asimismo Ibering, siendo jefe del citado tramo D. Gaspar Oliver, Dr. Ingeniero Industrial.

La ejecución de las obras la realiza EOSA, Edificios y Obras, S. A.

```
*********************************************************
*                                                       *
* E N L A C E   D E   V I L A R R O D O N A   O.F. 83.0 *
*                                                       *
*                  PRUEBA  DE  CARGA                    *
*                                                       *
*********************************************************
```

CARGAS EN LOS VANOS

VANO	D	P
3	5.240	20.00
3	9.830	40.00
3	13.930	40.00
3	18.520	20.00
3	22.200	40.00
3	26.790	20.00

ESFUERZOS EN LOS APOYOS

APOYO	M	QL	QR
1	0.00	0.00	7.34
2	95.39	7.34	-18.82
3	-306.82	-18.82	74.94
4	-384.56	-105.06	29.58
5	0.00	29.58	0.00

MOMENTOS FLECTORES CENTRO VANOS

VANO	MOMENTO
1	47.70
2	-105.71
3	399.33
4	-192.28

FLECHAS EN CENTRO VANOS

VANO	FLECHA EN 0.5L
1	0.00040
2	-0.00237
3	0.00956
4	-0.00159

GIROS EN LOS APOYOS

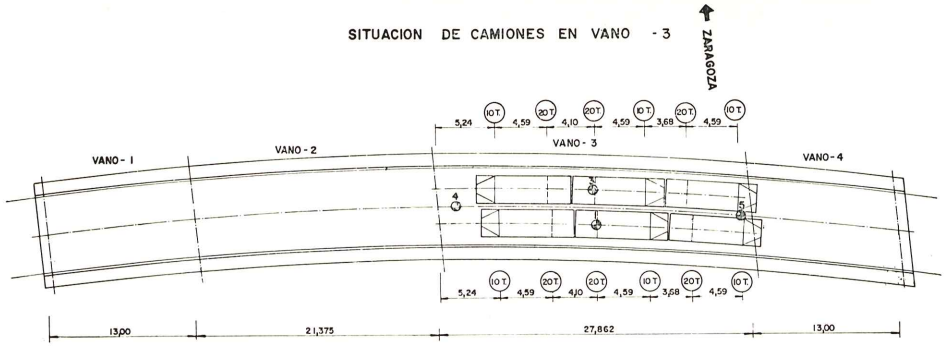
APOYO	WL	WR
1	0.00000	0.00008
2	0.00016	-0.00016
3	-0.00072	0.00072
4	0.00065	-0.00065
5	-0.00033	0.00000

NOTA: LOS ESFUERZOS ESTAN DADOS EN
M*MP Y MP; LAS DEFORMACIONES
EN M. Y RADIANES

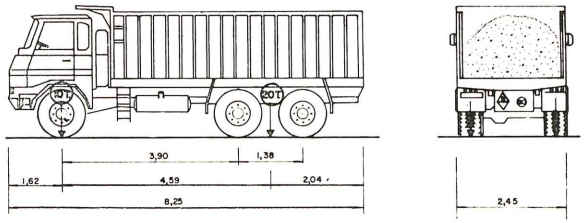
E=180000*SQR(RESIST. HORMIGON)

Fig. 23

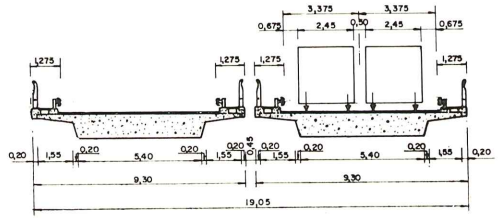
SITUACION DE CAMIONES EN VANO - 3



ESQUEMA DE LOS CAMIONES EMPLEADOS EN LA PRUEBA

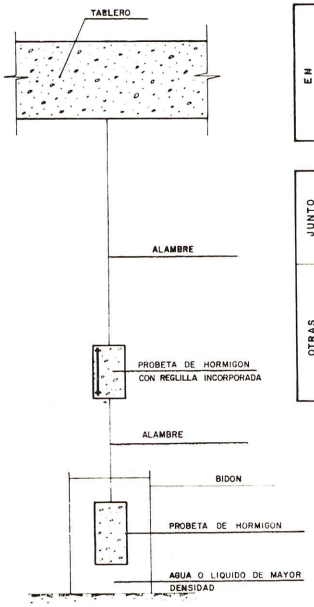


POSICION TRANSVERSAL DE CAMIONES



NOTA: LAS MEDICIONES SE EFECTUARON CON

ESQUEMA APARATO DE MEDIDA



LECTURA DE PROBETAS

	PROBETA	(1) LECTURA INICIAL	(2) AL ENTRAR CAMIONES	(1)-(2) Δ	(3) A LOS 15 m	(1)-(3) f	(4) AL RETIRAR CAMIONES	(3)-(4) Δ	(5) A LOS 15 m	(3)-(5) Δ	OBSERVACIONES
EN CENTRO VANO	1	53,05	52,05	1,00	52,00	1,05	53,05	1,05	53,00	1,00	
	2										NO SE COLOCA
	3	18,20	17,25	0,95	17,20	1,00	18,20	1,00	18,15	0,95	
JUNTO A APOYOS	4	24,90	24,80	0,10	24,70	0,20	24,95	0,25	24,90	0,20	
	5	44,90	44,70	0,20	44,65	0,25	44,85	0,20	44,80	0,15	
OTRAS PROBETAS											

COMPARACION DE RESULTADOS

(1) FLECHA TEORICA	(2) FLECHA OBSERVADA	(1)-(2) en %	(3) CORRECCION DE (1) POR σ_b	(3)-(2) en %	(4) CORRECCION DE (1) Y (3) POR K_1	(4)-(2) en %
9,56 m/m.	8,00 m/m.	16	CON σ_b=		CON K_1 =	

MOMENTO DE CALCULO EN CENTRO VANO POR TREN INSTRUCCION	MOMENTO CREADO POR LOS CAMIONES PRUEBA
425,01 mT.	399.33 mT.

FLECHA OBSERVADA = $\left\{ f_{(1)} + f_{(2)} + f_{(3)} \right\} / 3 - \left\{ f_{(4)} + f_{(5)} \right\} / 2$ ó $\left\{ f_{(1)} + f_{(3)} \right\} / 2 - \left\{ f_{(4)} + f_{(5)} \right\} / 2$

EN EL CALCULO DE LA FLECHA TEORICA SE HA TOMADO $E = 160.000 \sqrt{\sigma_b} = K_1 \times \sqrt{\sigma_b}$

Fig. 24

Viaductos de acceso al puente de Rande

F. DEL POZO FRUTOS
Dr. Ingeniero de Caminos

Para la autopista del Atlántico, en el tramo Portosanto-Porriño y para cruzar el estrecho de Rande, se está construyendo actualmente el puente del mismo nombre y sus accesos.

La propietaria de la obra es Autopistas del Atlántico, Concesionaria Española, S. A., y los constructores son Cubiertas y Tejados, S. A., y M. Z. O. V., empresarios agrupados.

La parte principal es un puente atirantado de 400 m de luz central y dos vanos laterales de 147 m, como se puede ver en la figura 1. Las dos pilas centrales tienen 128 m de altura aproximada y están cimentadas dentro de la ría, a una profundidad variable entre 20 y 27 m.

El tablero es metálico, de sección abierta, con un canto de 2,32 m.

El ancho de la plataforma es de 20 m, si bien el ancho máximo de la estructura del tablero es de 23,20 m, con objeto de anclar fuera de la plataforma los cables que forman los tirantes.

El gálibo vertical es de 50 m sobre la pleamar.

El puente principal precisa de un acceso norte de unos 106 m de longitud y un acceso sur, o lado Vigo, de 753 m.

Aunque el objeto de esta comunicación es exclusivamente los accesos al puente de Rande, se ha creído conveniente dar las características fundamentales del puente principal, ya que, como no tenía más remedio que suceder, ha influido en gran manera en el proyecto de los accesos, y así y únicamente a título de ejemplo, podemos citar que el canto adoptado para los accesos ha sido el mismo que el del tablero del puente principal con objeto de no establecer una discontinuidad en la línea del puente. Por otra parte, el gálibo vertical exigido al puente principal ha obligado a alturas máximas de pilas en los accesos del orden de los 50 m.

Si nos limitamos a los accesos, de los 106 m del lado norte, solamente 20 m están en alineación recta, y el resto, en clotoide. Los 753 m de acceso sur están en la zona próxima al puente principal en alineación recta, después en clotoide y, por último, en una curva circular de 450 metros de radio.

El trazado obliga, en el lado sur, a pasar de la plataforma del puente principal, con mediana de 1 m, a la sección tipo de autopista, con mediana central amplia de 4,50 m de ancho.

En la solución adoptada se han separado las dos calzadas y cada una de ellas se ha resuelto en estructura continua de canto constante. No se ha podido conseguir que los vanos fuesen de igual longitud, debido a los cruces con otras vías de comunicación existentes y a diversas servidumbres. Esto ha obligado, incluso, a que la modulación en las dos calzadas de acceso sur sea diferente.

El vano más repetido es de 45,83 m de luz entre ejes de apoyo, apareciendo vanos menores y siendo los más largos de 50 m.

En el lado norte las dos calzadas tienen la misma estructura de tres vanos cada uno, los laterales de 30 m de luz y el central de 45,83 m.

En el lado sur la calzada derecha tiene una viga continua de ocho tramos sin juntas, con un primer tramo de 25 m, a continuación uno de 30 m, otro de 50 m y después cinco tramos iguales de 45,83 m, con una longitud total de 334 m; a continuación se establece una junta en silla encima de las pilas correspondientes, y después hay otro tramo continuo, con longitud total sin juntas de 417 m, que comprende un vano de 45,83 m, después uno de 50 m y, por último siete vanos iguales de 45,83 m.

La calzada izquierda del lado sur tiene una distribución de vanos similar a la calzada derecha, si bien la distribución no es igual, y aparece un vano de 37,50 m de luz que no aparecía en la otra calzada.

La sección transversal del tablero está formada por una sección en cajón de paredes laterales inclinadas, con 2,32 m de canto, espesor de la losa superior variable entre 20 y 25 cm, la solera de 25 cm, aumentando a 60 en apoyos mediante una transición recta en una longitud aproximada del quinto de la luz. El espesor de las almas es de 35 cm. Por razones constructivas, el núcleo del cajón tiene seción exterior constante, y el sobreancho en la plataforma de los tramos curvos se consigue aumentando los voladizos, figura 2.

El pretensado está formado por unidades de 12 torones de ½ pulgada, y el esfuerzo total de pretensado varía de 4.300 a 1.540 toneladas, según los vanos, figura 3. El sistema de pretensado utilizado es el Freyssinet.

En tres zonas próximas a los apoyos, que perteneciendo a un vano largo se hormigonan a continuación de un vano muy corto, y debido a que la compresión de pretensado es menor del necesario por estar producida por el pretensado del vano menor, ha sido necesario complementar la resistencia a esfuerzo cortante mediante un pretensado vertical de las almas, figura 4.

Los apoyos son circulares, de neopreno, y en número de 2 por pila si exceptuamos los de las juntas intermedias entre vigas continuas del lado sur, que, como ya hemos indicado, se disponen en silla, y para las que se han proyectado apoyos unidireccionales de teflón.

Las pilas son de sección rectangular constante en cajón, sin diafragmas interiores, de 30 cm de espesor y 1,70 x 4 m de lados exteriores. Su construcción se realiza mediante encofrados deslizantes. El número total de pilas es de 32 en el lado sur y 4 en el lado norte.

La cimentación es en una gran parte directa sobre el granito o el gneis, y en algunas zonas limitadas mediante pilotes de 1 m de ∅.

El proceso constructivo del tablero se ha previsto por vanos sucesivos con juntas para postensar a un quinto de la luz, y dando continuidad al pretensado mediante acopladores.

La construcción del tablero se realiza mediante cimbra formada por unas vigas metálicas trianguladas de 12,30 m de luz que se apoyan en unos elementos provisionales sujetos en las cabezas de las pilas y en unas torres dobles formadas por elementos tubulares.

Jugando con la separación entre las torres gemelas y con el número de vigas, es posible cubrir las distintas luces de los vanos del tablero.

Los encofrados, tanto el interior de la viga-cajón como los dos laterales del exterior, son metálicos y deslizan sobre carriles dispuestos sobre la solera del cajón ya hormigonada o sobre la cimbra, respectivamente.

ALZADO Y PLANTA ESQUEMATICOS

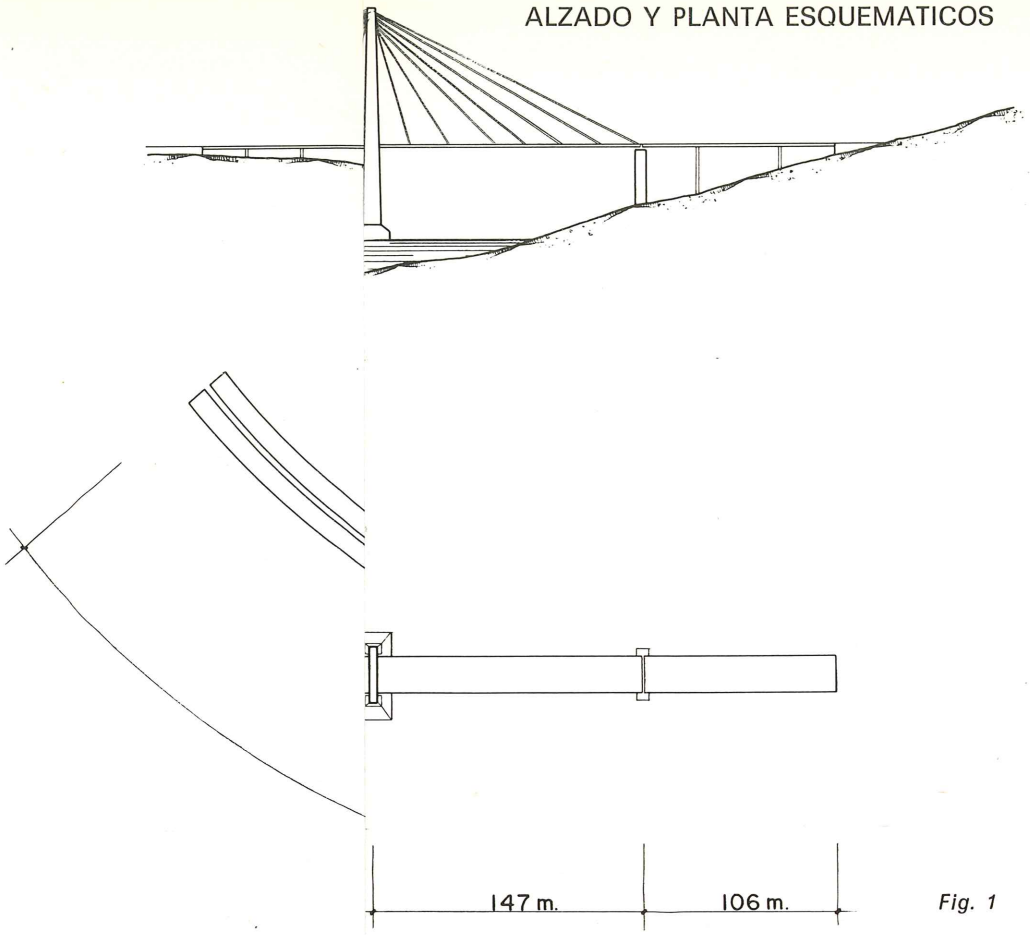
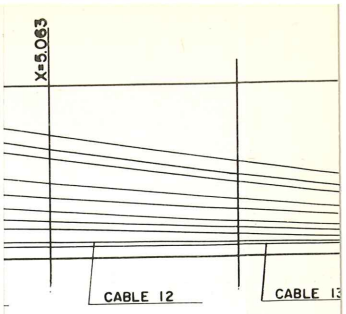
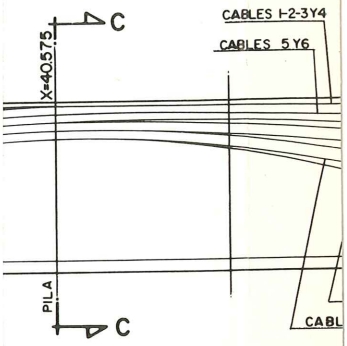
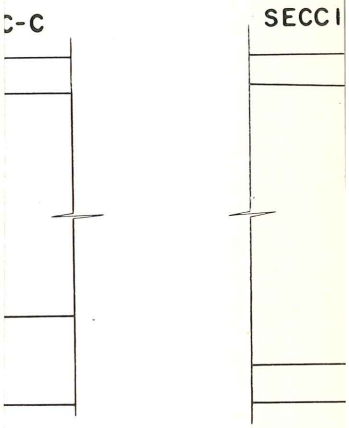
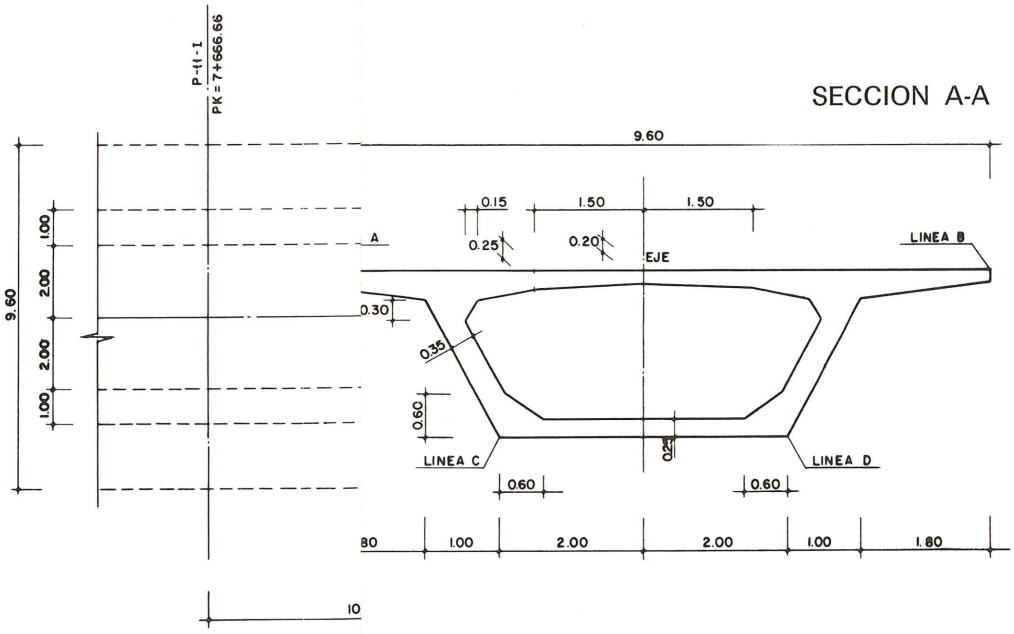


Fig. 1



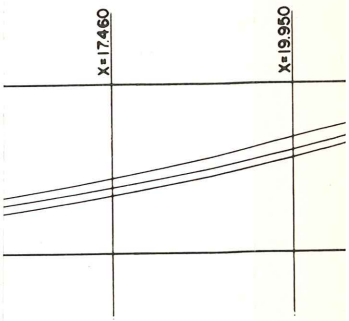




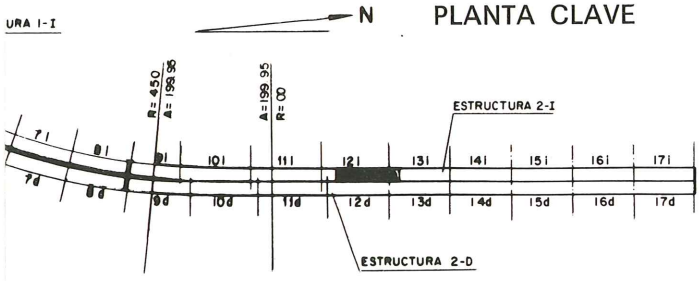


SECCION A-A

PLANTA



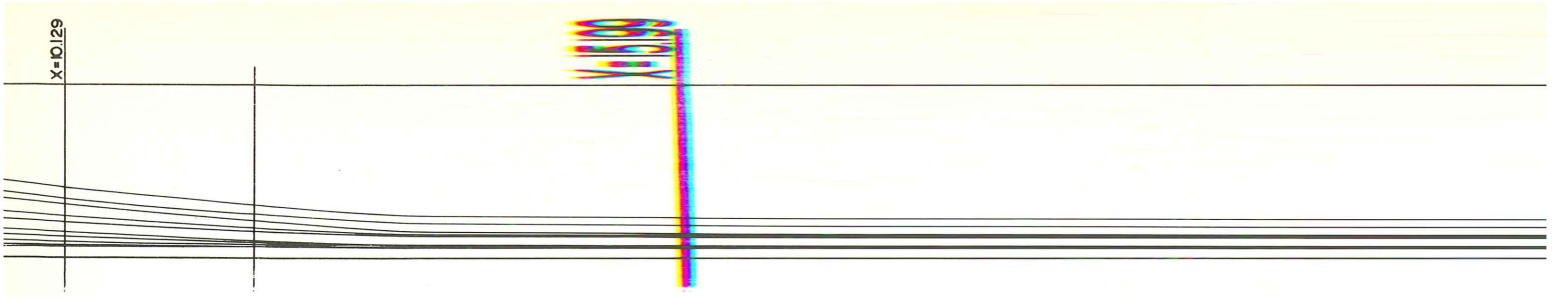
SECCION C-C

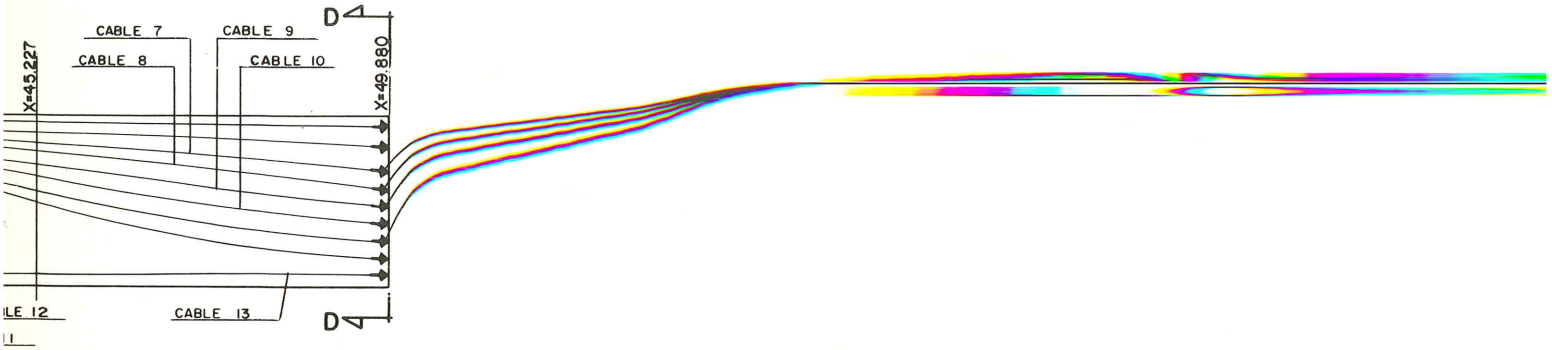


PLANTA CLAVE

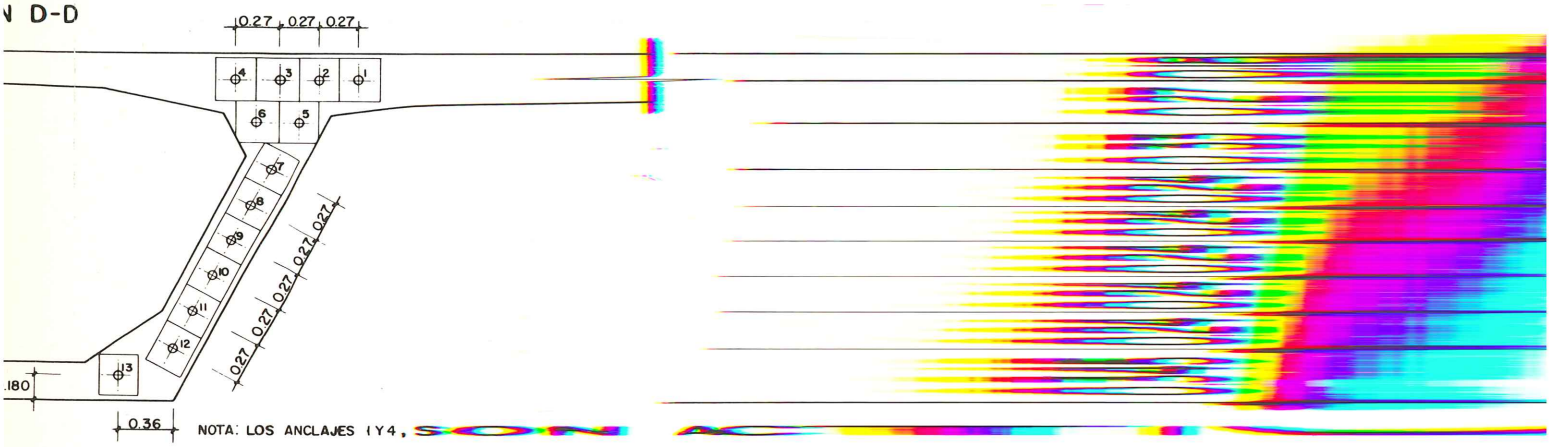
SECCION LONGITUD

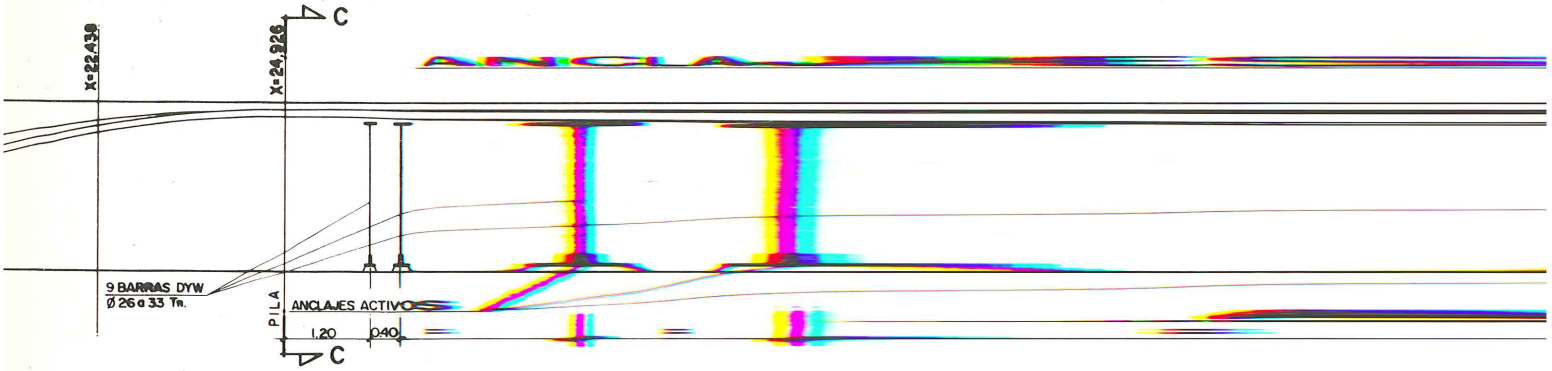
Fig. 2



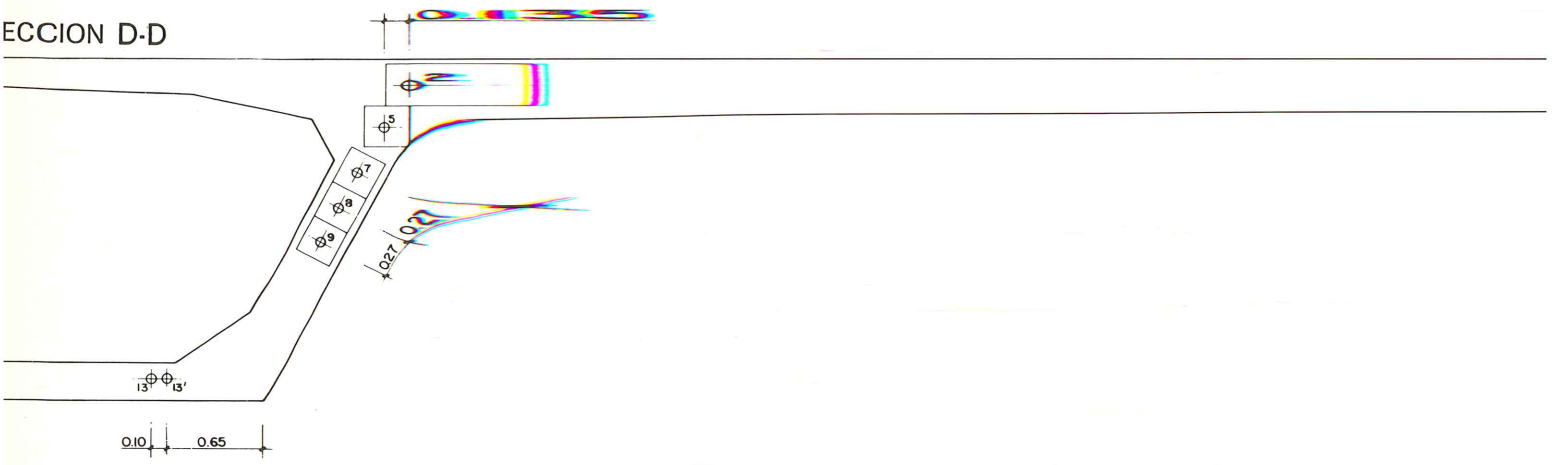


N D-D





ECCION D-D



Estos encofrados son plegables, lo que permite su recogida y separación de la viga-cajón ya hormigonada y, mediante maniobras muy simples, el traslado a su nueva posición para proseguir el hormigonado del módulo siguiente.

Los encofrados laterales exteriores van montados en carretones de una longitud de 4 m, pero permitiendo una corrección angular cada 2 m, con lo que es posible adaptarse al trazado en curva mediante poligonales de longitud máxima en recta de 2 m.

Los encofrados interiores van montados en carretones de 2 m de longitud, lo que también permite adaptarse al trazado en curva mediante la citada poligonal.

En la figura 5 se puede apreciar el funcionamiento de estos encofrados.

El descimbrado también se realiza con gran sencillez, ya que las vigas trianguladas metálicas, que son 6 a lo ancho del tablero, pueden bajarse lo necesario mediante gatos en los apoyos provisionales de las pilas y con husillos en los apoyos sobre las torres tubulares.

La construcción se realiza llevando siempre vano y medio cimbrado para empezar a descimbrar el vano anterior cuando ya está pretensado y se empieza a hormigonar la última parte del tramo siguiente.

El proceso constructivo que tan esquemáticamente hemos descrito, influyó en el proyecto en muchos detalles, como, por ejemplo, la disposición de las cabezas de las pilas para poder sujetar los apoyos provisionales de la cimbra y que los vanos recién terminados permitieran el paso de los camiones hormigonera con objeto de poder continuar el hormigonado, etc. Pero el punto fundamental era que la traviesa de apoyo no se podía construir ni antes de pasar los encofrados interiores ni después, ya que esta solución complicaba extraordinariamente la ejecución, figura 6.

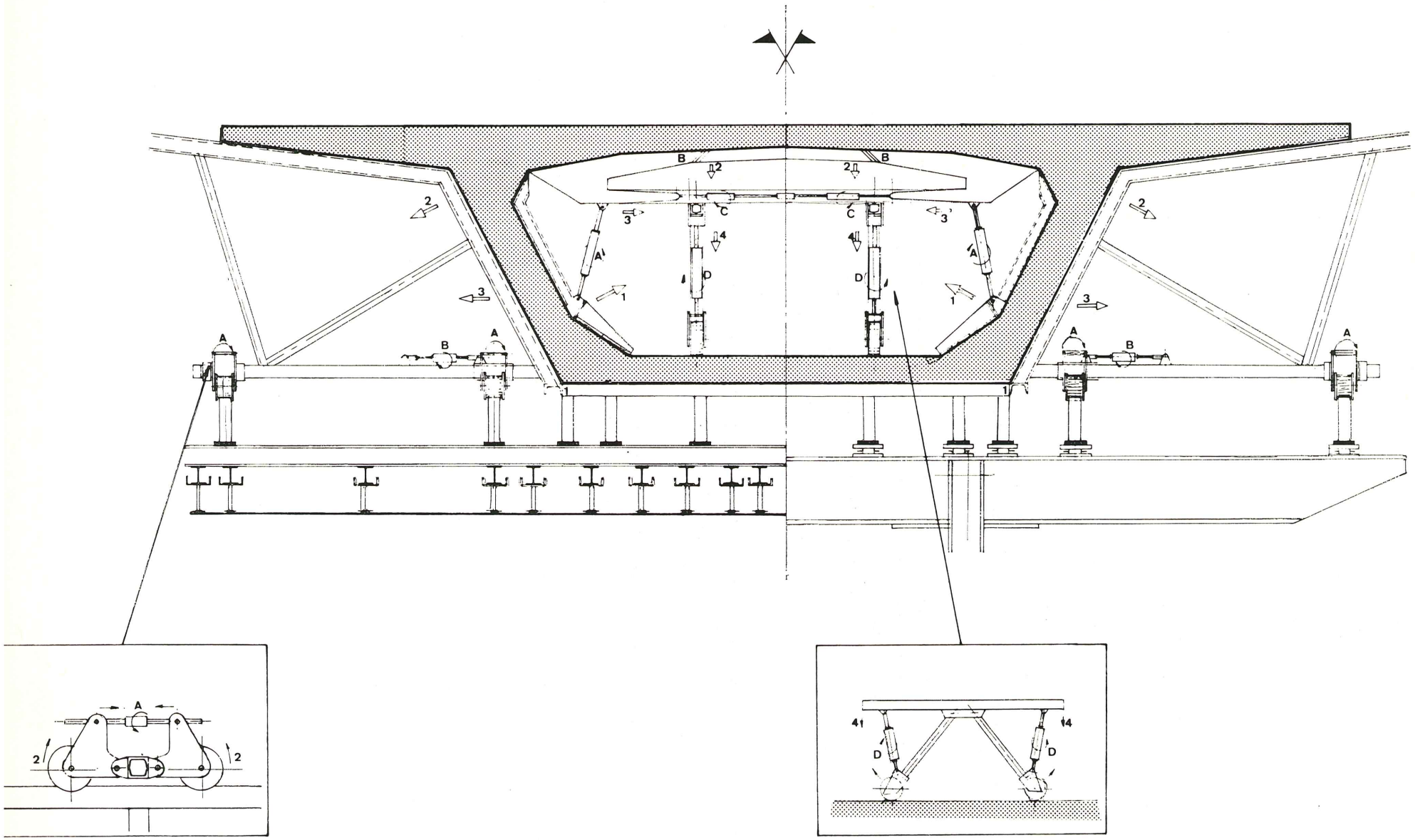
Esta dificultad se resolvió suprimiendo las traviesas y sustituyéndolas por un marco de rigidez, regruesando en apoyos las paredes laterales y muy ligeramente la losa superior para dejar el hueco necesario para que pasara el encofrado interior plegado.

Como se puede apreciar en la sección C-C, fig. 3, para que el encofrado interior pasara por la sección de apoyo necesitaba disminuir su altura del orden de 40 cm. y su ancho máximo en 1,12 m.

El marco de rigidez se calculó como marco de apoyo de una lámina plegada, pero habida cuenta de su trabajo tridimensional y de que se había afinado extraordinariamente en sus dimensiones como consecuencia del compromiso entre las exigencias resistentes y constructivas, se decidió comprobar el cálculo mediante un ensayo en modelo reducido que se realizó en el Laboratorio Central de Ensayo de Materiales de Construcción, donde se construyó y ensayó un modelo en plexiglás a escala 1:10 reproduciendo unos 10 m a cada lado del apoyo. Se midieron deformaciones para distintos estados de carga con extensómetros óhmicos mediante rosetas colocadas en 127 puntos. Los resultados experimentales coincidieron bastante bien con los obtenidos del cálculo y confirmaron la bondad de la solución adoptada.

El proceso constructivo, así como el diseño de todos los dispositivos utilizados y su ejecución, fue realizado por el equipo técnico de la empresa constructora, siendo su artífice principal José Castro Matelo.

Como datos de proyecto: el hormigón del tablero tiene 375 kp/cm^2 de resistencia característica, 350 el de las pilas y 250 el de los macizos de cimentación y estribos. La cantidad de hormigón por m^2 de tablero es de 0,58 m^3, y la cantidad media de acero de pretensado es de 19,5 kg/m^2 de tablero.


A
B
C
D
1
2
3
4

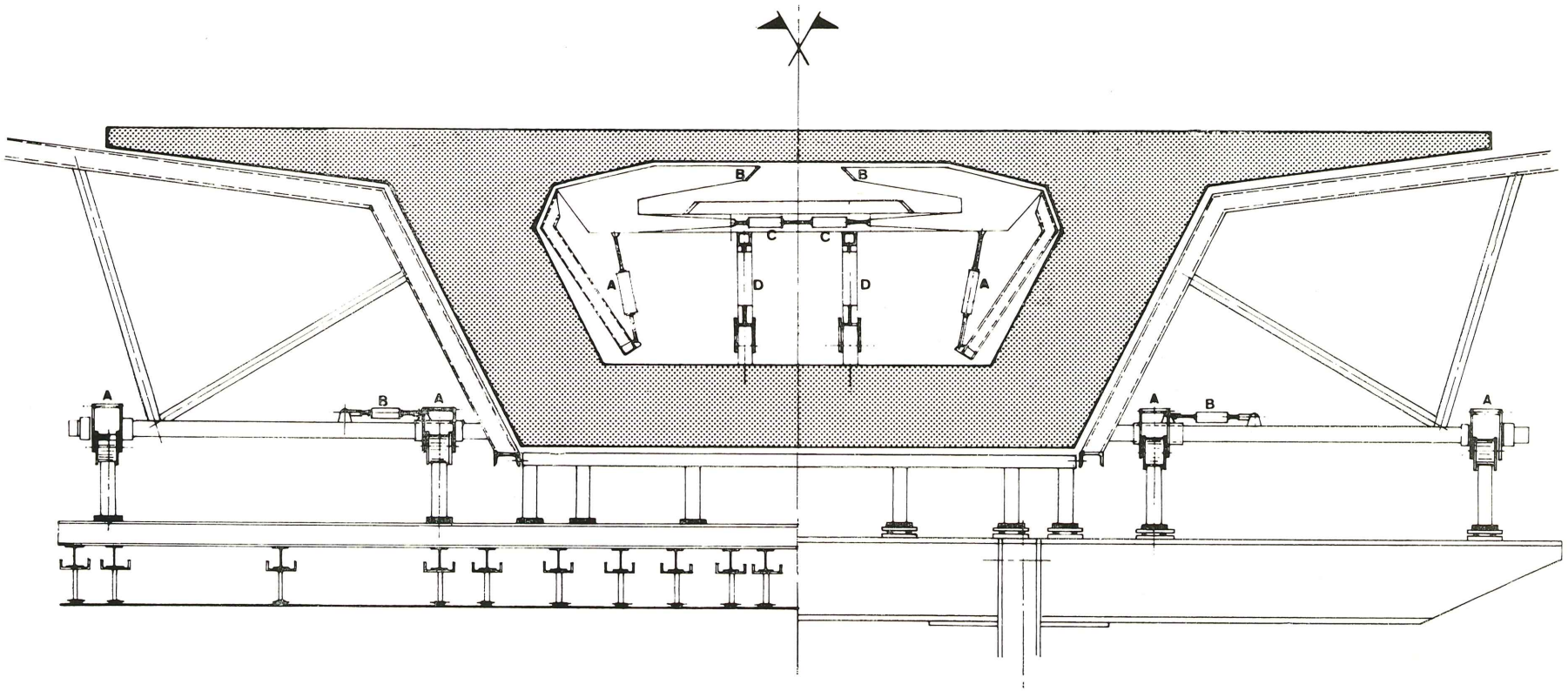


Fig. 5

FUNCIONAMIENTO DE LOS ENCOFRADOS

INTERIORES

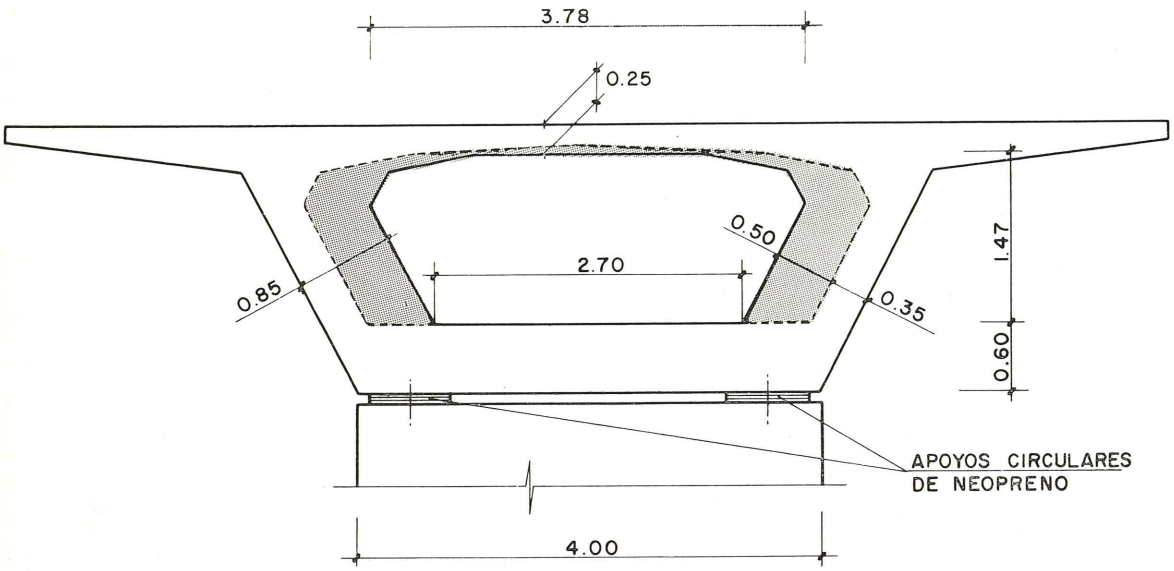
1. Acortar los tensores **A,** el panel latera girará convenientemente.
2. Soltar la unión **B** para bajar, sobre el bastidor del carretón, la parte del encofrado plano que corresponde.
3. Acorta el tensor **C** y las dos mitades del encofrado se cerrarán contra el carretón.
4. Acortando los tensores **D,** todo el conjunto, carretón inclusive, bajará quedando en condiciones de ser desplazado.

NOTA: La faldilla inferior de la solera, por ser variable, se soltará y cambiará a mano previamente.

EXTERIORES

1. Soltar el panel lateral de la solera.
2. Aflojando los tensores de los conjuntos de ruedas **A,** todo el conjunto girará, separándose de la sección.
3. Acortando los tensores horizontales **B,** el encofrado se separa de la estructura y se puede avanzar libremente.

SECCION Y MARCO DE RIGIDEZ Y APOYOS



SECCION TIPO

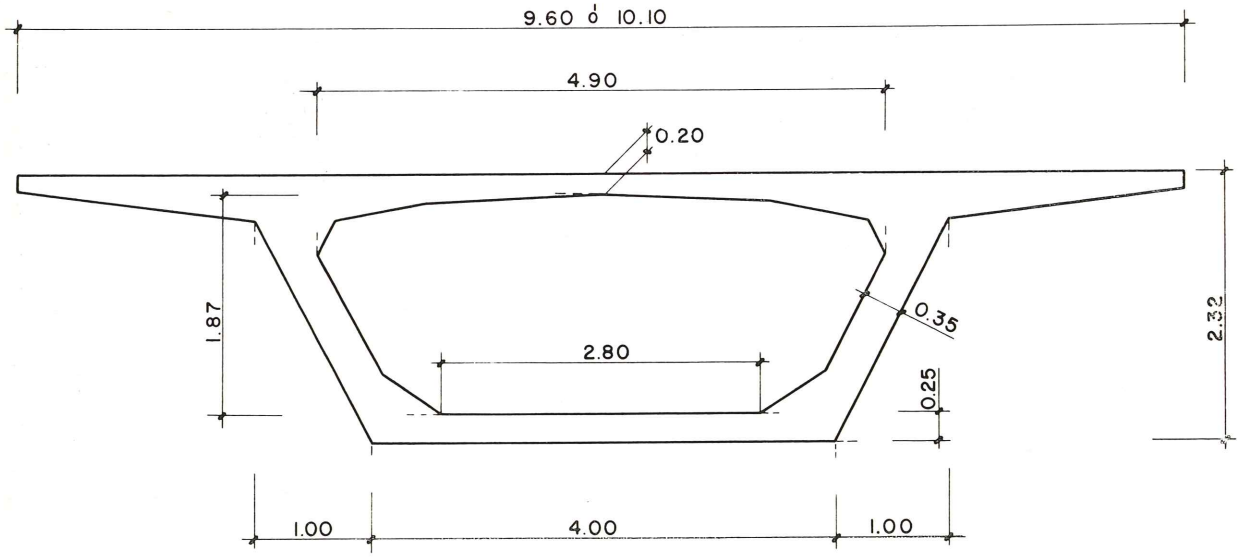


Fig. 6

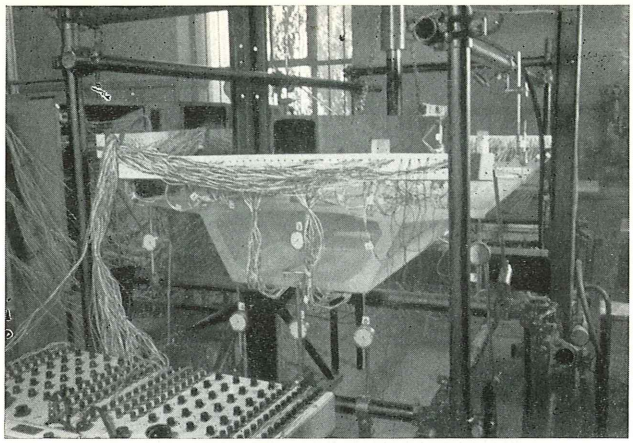


Fig. 7.—Ensayo en modelo reducido de la zona del tablero con el marco de apoyo encima de las pilas.

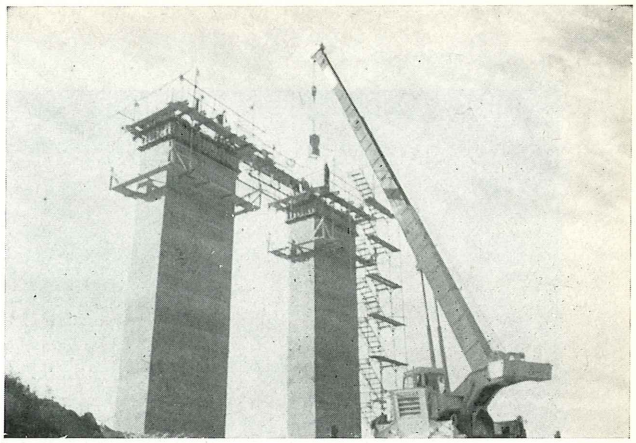


Fig. 8.—Hormigonado mediante encofrados deslizantes de las pilas.

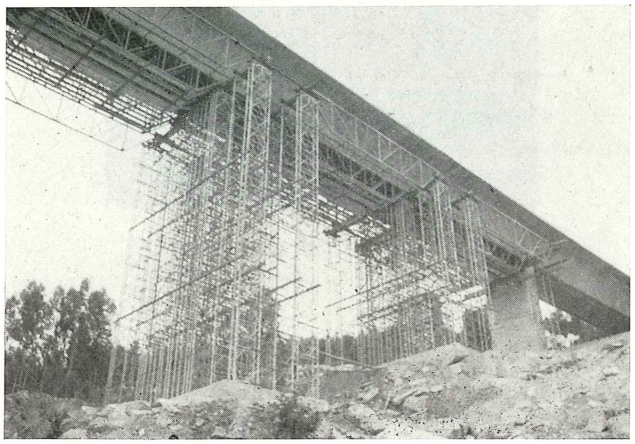


Fig. 9.—Torres tubulares provisionales y vigas metálicas para soporte del encofrado metálico.

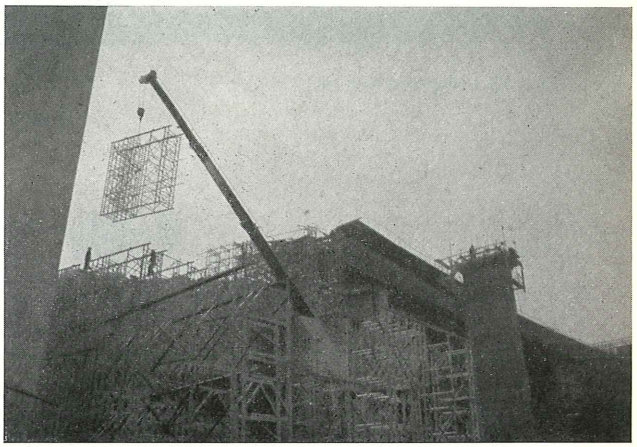


Fig. 10.—Traslado y montaje en nueva posición de elementos de las torres tubulares provisionales.

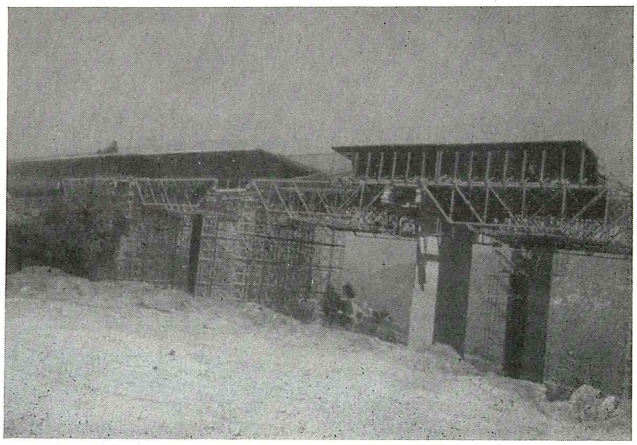


Fig. 11.—Traslado del encofrado lateral del tablero.



Fig. 12.—Elemento del encofrado interior del tablero.

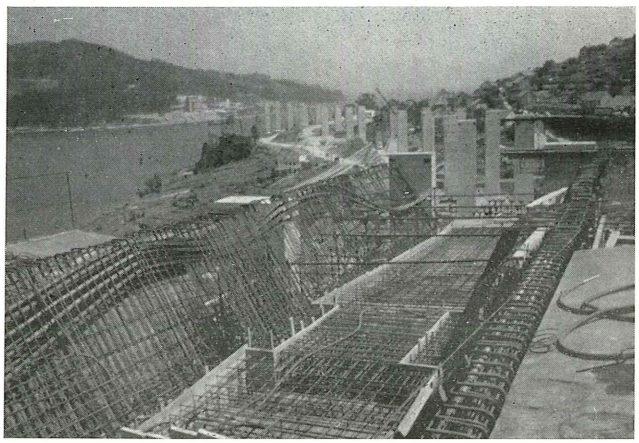


Fig. 13.—Detalle de la armadura en la zona de apoyo.

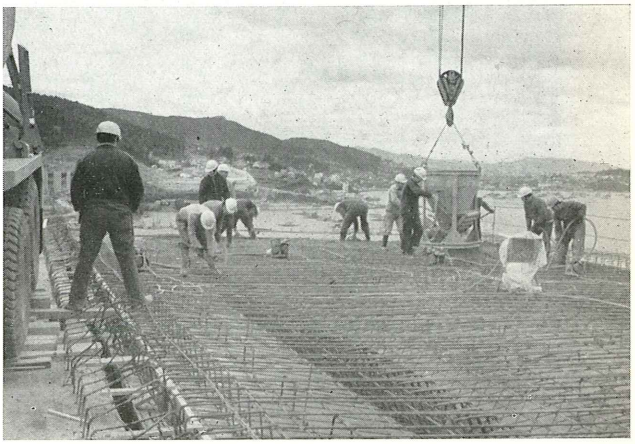


Fig. 14.—Hormigonado del tablero.

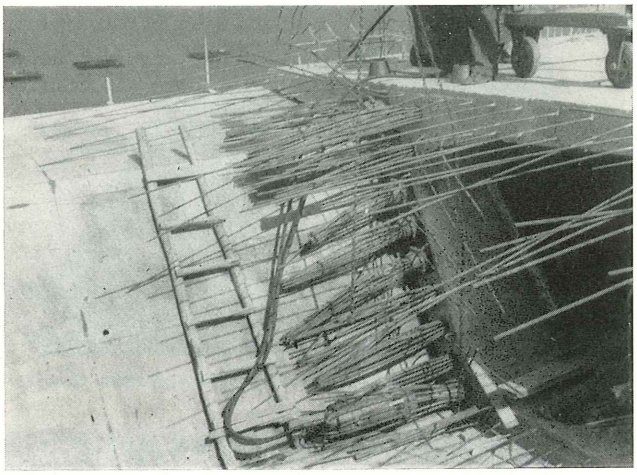


Fig. 15.—Pretensado del tablero.

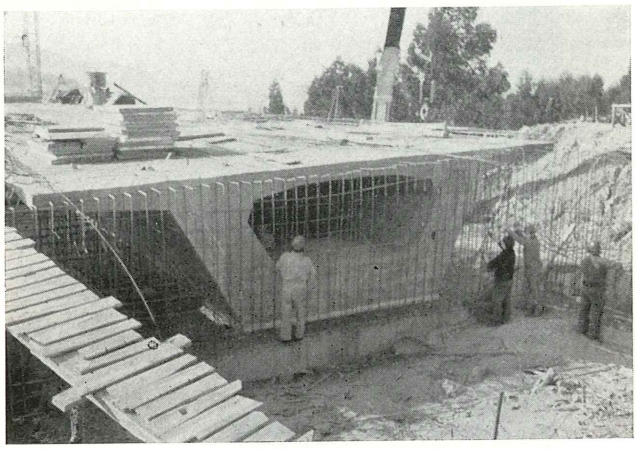


Fig. 16.—Tablero terminado en la zona de un estribo.



Fig. 17.—Vista de las obras en el acceso sur.

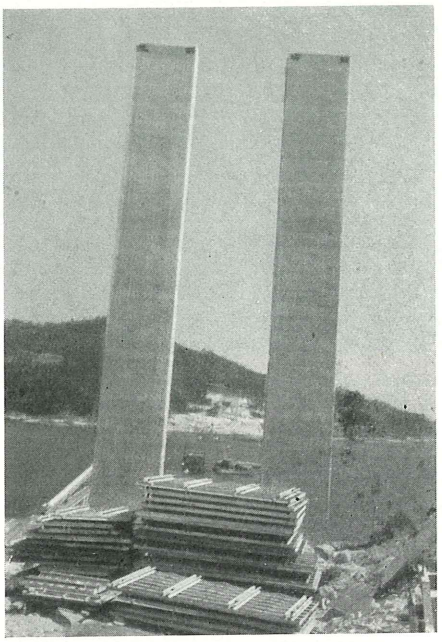


Fig. 18.—Dos pilas del acceso sur.

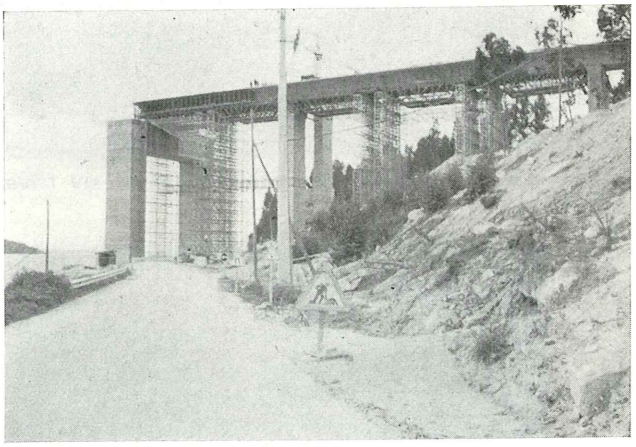


Fig. 19.—Vista de las obras en el acceso norte.

Viaducto del Carril

G. ONTAÑON CARRERA
Ingeniero de Caminos

1. SITUACION

El viaducto del Carril se encuentra situado en el tramo Villamartín-La Rua del Acceso Central a Galicia dependiente del Ministerio de Obras Públicas.

A lo largo de los casi 60 km que cuenta este tramo, la nueva carretera cruza el río Sil en dos ocasiones, por lo que ha sido necesario proyectar dos estructuras singulares, los viaductos del Carril y del Estrecho. Esta comunicación tiene por objeto presentar el proyecto y la ejecución del viaducto del Carril construido por voladizos sucesivos.

La ejecución de las obras fue adjudicada a las empresas constructoras Auxini y Efycsa, siendo el proyecto de INTECSA (Internacional de Ingeniería y Estudios Técnicos, S. A.) que ha venido desarrollando a lo largo de la ejecución de la obra el control de flechas del tablero.

2. TRAZADO Y CARACTERISTICAS PRINCIPALES

El trazado es recto en su totalidad y la pendiente constante del 2 % a lo largo de todo el puente.

El valle del río Sil presenta en esta zona una anchura notable, del orden de los 500 a 600 m y, por condicionamientos importantes del trazado, la rasante se eleva unos 60 m sobre el fondo del valle. Estas condiciones y la conveniencia de ejecutar las obras con una cierta independencia del cauce del río Sil llevó a plantear una solución de voladizos con luces del orden de los 110 m.

La solución adoptada tiene una longitud de puente de 522 m entre ejes de apoyos en estribos, distribuida en 7 vanos con luces de 45-54-3$\times$108-54-45 m, que se construyen, salvo los últimos metros de los vanos laterales, mediante voladizos sucesivos.

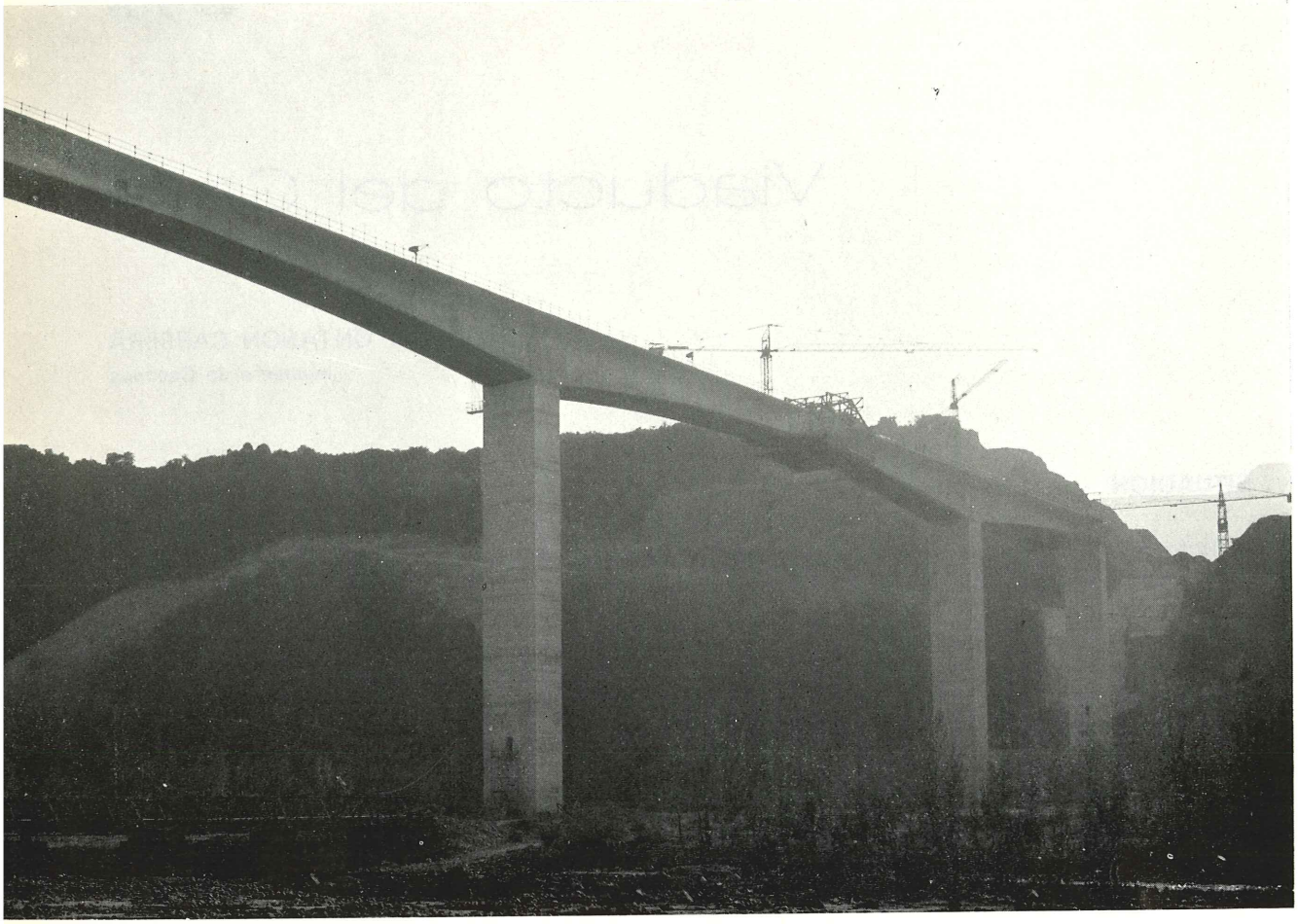
En las figuras adjuntas se indica un alzado esquemático y las secciones tipo de pilas y tablero.

2.1. Tablero

El tablero, con un ancho total de 12,50 m, es de hormigón pretensado longitudinalmente. Está formado por un cajón monocelular de canto variable parabólicamente desde 2,50 m en clave hasta 6,00 m en arranques. Los vanos extremos son de canto constante de 2,50 m. Tanto las almas como la losa superior son de espesor constante a lo largo de todo el puente, variando el espesor de la cabeza inferior de 30 cm en clave y en los vanos extremos, a 60 cm en arranques.

El tablero está empotrado en las pilas 3 y 4, apoyado en apoyos fijos en las pilas 2 y 5 y tiene apoyos deslizantes en las pilas 1, 6 y en los estribos.

Se han dispuesto traviesas en la clave de los 3 vanos centrales y en apoyos, diseñadas estas últimas de modo que en el futuro se pueda proceder a la sustitución de los aparatos de apoyo.



2.2. **Pilas**

Las pilas, dada la forma del valle son de altura muy uniforme, alcanzando aproximadamente unos 55 m. Se han dispuesto con sección en cajón aligerada de 50 cm de espesor de pared con dimensiones externas de 6,5 × 4,5 para las 4 pilas centrales y de 6,5 × 2,8 para las pilas extremas.

Las cimentaciones son directas en todos los casos mediante zapatas.

3. EJECUCION DE LA OBRA

3.1. **Cimentaciones**

Todas las pilas y los estribos tienen cimentación directa mediante zapatas. En las pilas próximas al cauce del río se hizo la excavación en seco mediante la disposición de un recinto cerrado de pantallas hasta la cota de cimentación que atravesaba la capa de acarreos existente en superficie. Las zapatas dispuestas son por tanto de planta circular.

3.2. **Pilas**

Las pilas se han construido con un sistema de encofrados deslizantes, sin parada, y con un ritmo de 4 a 4,5 m por día.

Los metros finales de las pilas 1, 2, 5 y 6, pilas en que se apoya el tablero, se han preparado de modo que en el futuro pueda procederse a la sustitución de los aparatos de apoyo.

En la fase de construcción de voladizos el tablero se construye empotrado en las pilas 2 y 5 por lo que se ha dispuesto en ellas un empotramiento provisional constituido por una serie de armaduras pasantes de la pila al tablero a través de unos bloques de hormigón.

3.3. **Tablero**

El tablero se ha construido en los 5 vanos centrales mediante voladizos sucesivos, quedando los metros extremos de los vanos laterales para construir sobre cimbra convencional.

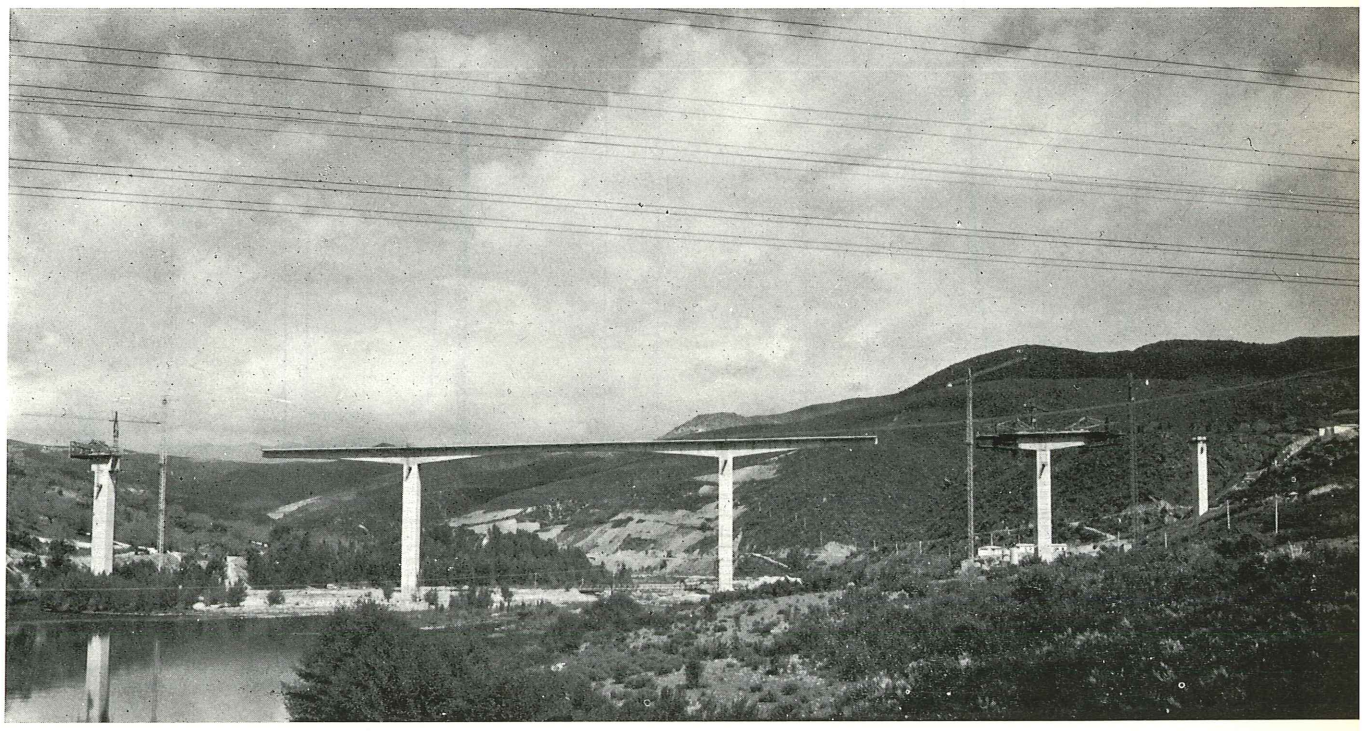
Cada uno de los cuatro elementos en T que forman la parte construida por voladizos se ha ejecutado mediante dovelas hormigonadas in situ de 6 m de longitud cuyo peso máximo era de unas 150 t. El ritmo normal de ejecución fue de una dovela por semana.

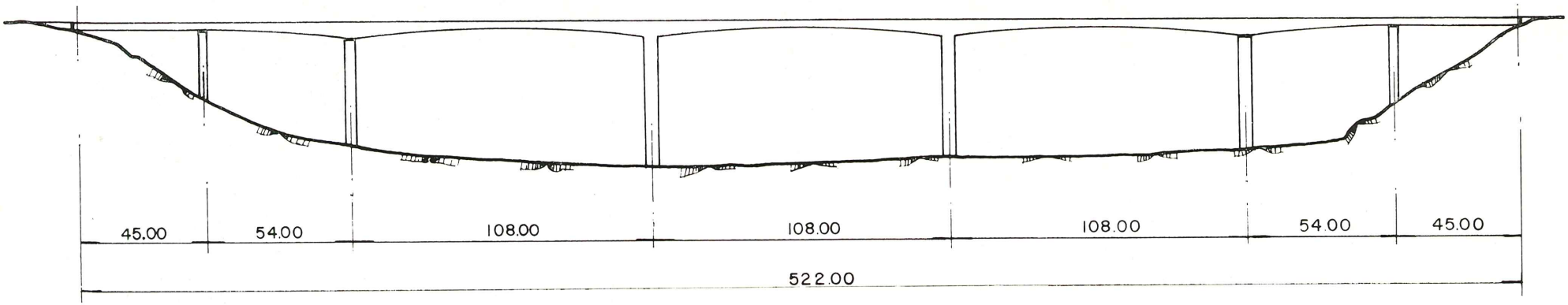
El cierre en clave se realizó mediante una dovela de 5 m. Con objeto de evitar los movimientos que produciría el peso del hormigón de la dovela de cierre y la probable fisuración de la losa inferior, se dispuso un acodalamiento metálico entre los tableros y se tesaron una pareja de cables al poco tiempo de acabar de hormigonar a clave. Con estas medidas no se produjo ninguna anomalía en las sucesivas operaciones de cierre realizadas.

La liberación de los empotramientos provisionales de las pilas 2 y 5 se ha efectuado una vez hormigonada la clave y tensados algunos cables de continuidad, aprovechando un estado de esfuerzos en la estructura en que los momentos existentes en las cabezas de las pilas 2 y 5 eran sensiblemente nulos.

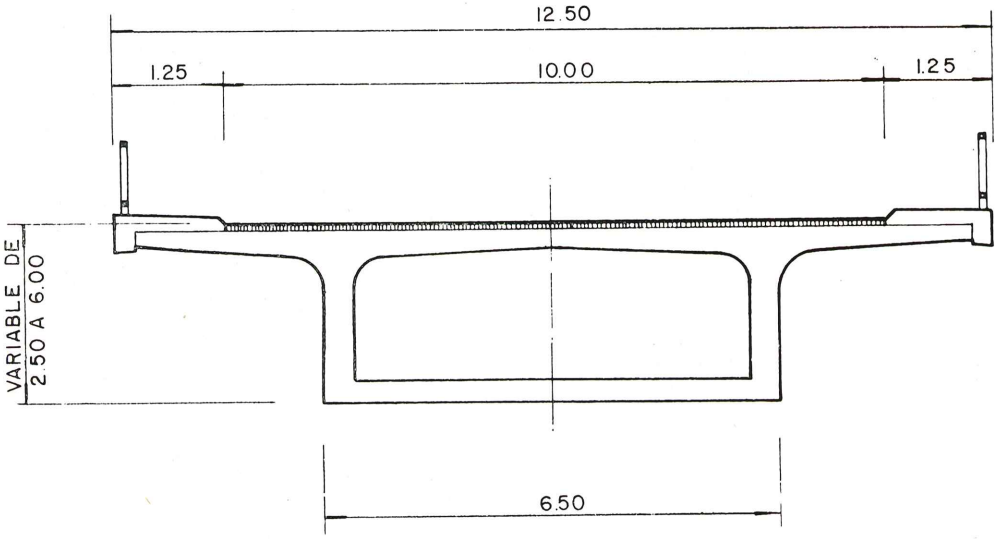
3.4. **Control de flechas**

A lo largo de la ejecución de la obra se ha mantenido un contacto permanente entre la oficina de obra y la de proyecto de modo que, en función de las deformaciones medidas en la ejecución de la dovela anterior, se suministraba a obra la cota de colocación de encofrados para la dovela siguiente.

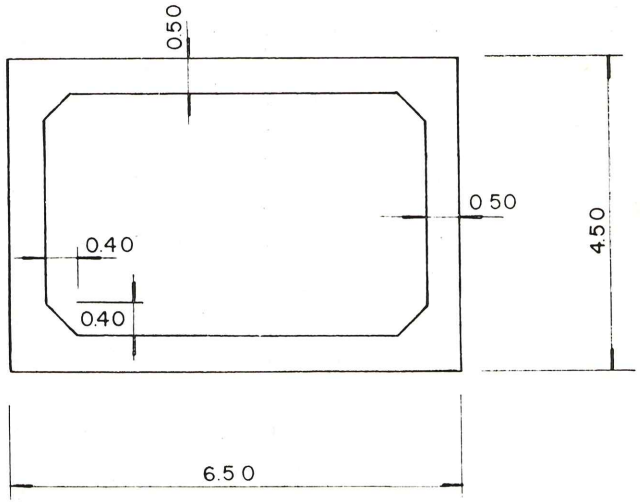




ALZADO



SECCION TIPO



SECCION DE PILAS

Puente sobre el barranco de Literola en Benasque (Huesca)

Constructor: ALBEGA, S. A. DE CONSTRUCCIONES
Proyecto: JUAN JOSE ARENAS DE PABLO

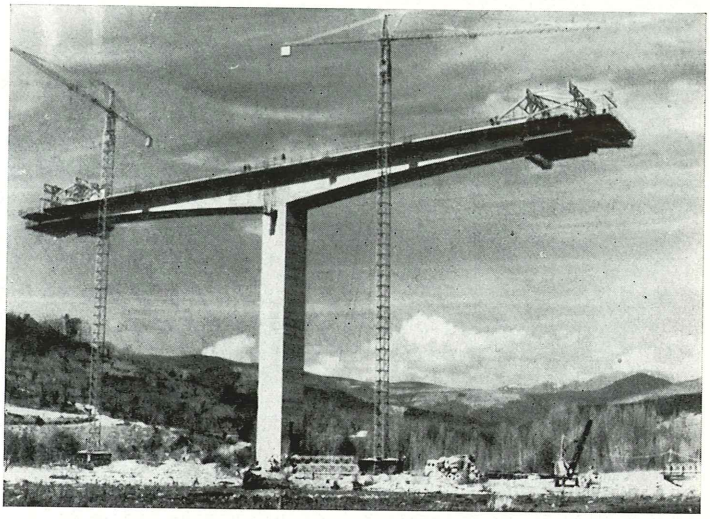


ARPING ESTUDIO TECNICO
Avda. Generalísimo, 51 - Madrid (16)
Teléfono 456 06 18

Proyectos, estudios y asistencia técnica en los campos de:
Puentes y viaductos
Hormigón armado y pretensado
Prefabricación ligera y pesada
Estructuras de edificios urbanos e industriales

El estudio de las deformaciones del tablero a lo largo de la fase de construcción se ha efectuado en INTECSA mediante un programa para ordenador IBM-370. En él se consideran los diferentes fenómenos de fluencia y retracción del hormigón, relajación del acero, plan de obra y condiciones climatológicas ambientales, que determinan el diferente comportamiento del hormigón de cada dovela y que inciden directamente en las deformaciones del voladizo.

Dada la flexibilidad de las pilas hubo necesidad de medir el giro que se producía en cabeza en las sucesivas fases de descompensación con objeto de obtener unas cotas correctas en el tablero.



4. MATERIALES

En ejecución del viaducto se han empleado los siguientes materiales:

m^3 de hormigón en zapatas...	3.800
m^3 de hormigón en pilas	2.390
m^3 de hormigón en tablero	5.460
kg de acero de LE. 4.200 kg/cm^2 ...	930.000
kg de acero para pretensar 145/170.	282.000

Las cuantías obtenidas en el tablero han sido:

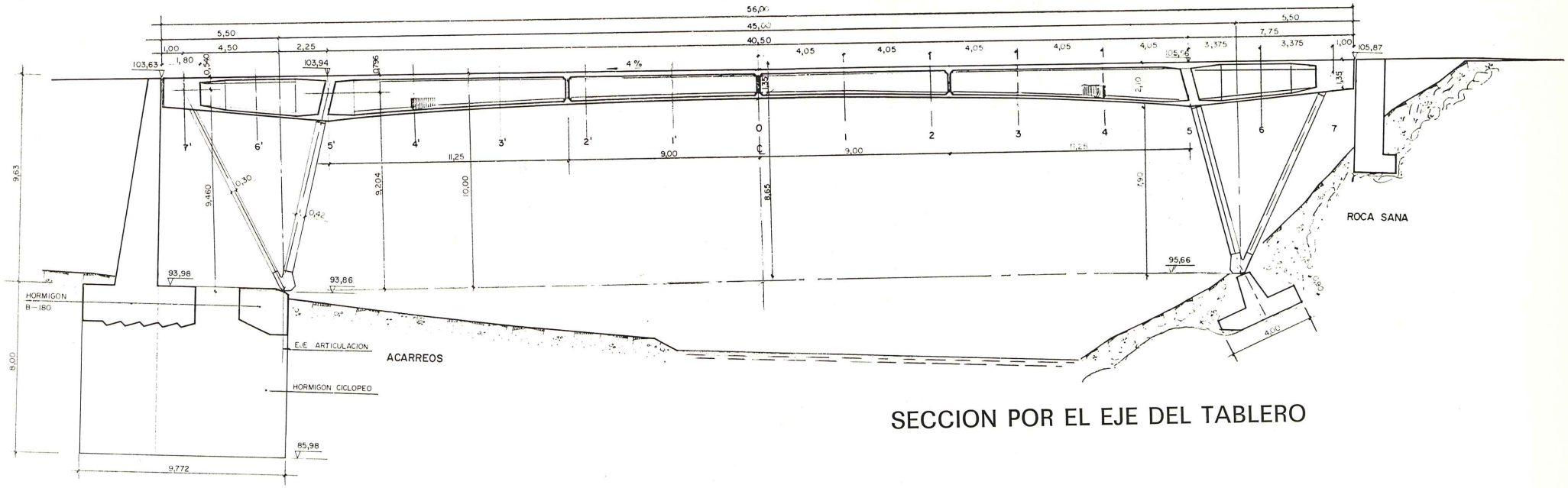
m^3 hormigón por m^2	0,83
kg/m^2 de acero 42	76,00
kg/m^2 de acero pretensado 145/170.	43,00

El pretensado se ha realizado con cables de 52 y de 42 alambres de 7 mm de ∅ empleándose el procedimiento B.B.R.

5. CONCLUSIONES

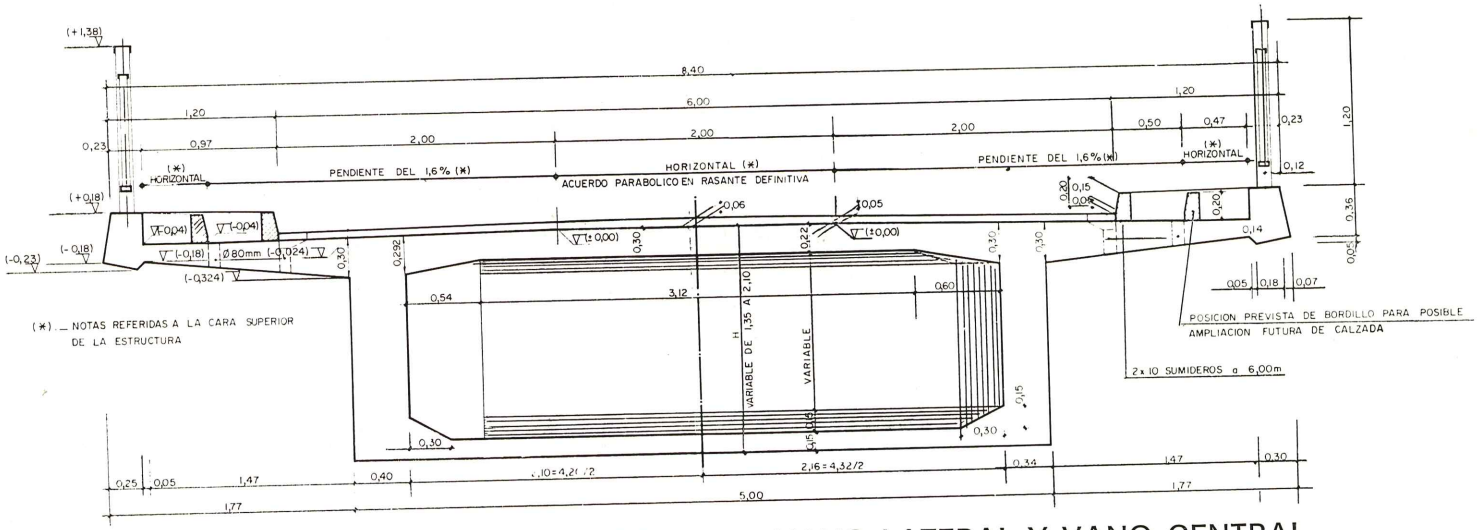
Para finalizar es necesario manifestar nuestro agradecimiento a D. Aurelio Ruiz López, Ingeniero Jefe de la zona del Servicio de Accesos a Galicia del M.O.P., por el apoyo y aliento prestado, a las empresas constructoras AUXINI y EFYCSA y al personal del Departamento de Estructuras de INTECSA, que han hecho posible la ejecución de esta obra.

PUENTE SOBRE EL RIO ARA



SECCION POR EL EJE DEL TABLERO

Fig. 1a



SEMISECCION EN VANO LATERAL Y VANO CENTRAL

Fig. 1b

Puentes pórtico y tramos continuos

J. J. ARENAS DE PABLO
Dr. Ingeniero de Caminos

Voy a exponer algunas obras de las que, proyectadas por mi equipo, han sido construidas en el período 1972-1975. Comenzaré exponiendo dos puentes pórtico, mostraré a continuación un conjunto de tramos continuos ejecutados in situ sobre cimbra y encofrado, y terminaré con un puente de vigas prefabricadas.

El puente sobre el río Ara, propiedad del Ayuntamiento de Boltaña (Huesca), proyectado en 1970 y terminado en 1974 (fig. 1) es un típico pórtico sobre células triangulares con una luz entre ejes de rótulas de base de 45 m.

El río Ara, que nace al pie del Vignemale (Puerto de Bujaruelo) y que recibe la aportación del Arazas, río del Parque Nacional de Ordesa, experimenta grandes avenidas (se han medido en la estación de aforos de Iberduero en la cerrada de la futura presa de Jánovas, 5 km aguas arriba de Boltaña, caudales de 2.400 m^3/seg) como consecuencia de los deshielos otoñales que siguen a veces a las nieves tempranas, o a deshielos rápidos de primavera. Su cauce está constituido por grandes bolos de arrastre que pueden alcanzar profundidades notables.

En estas condiciones la cimentación es difícil de ejecutar, pues la perforación de bolos exige un gran trabajo, y si no se alcanza una profundidad suficiente, las posibilidades de asientos importantes, cuando no de socavación, son grandes como consecuencia del lavado de partículas finas que la avenida de agua produce en las capas superiores del cauce.

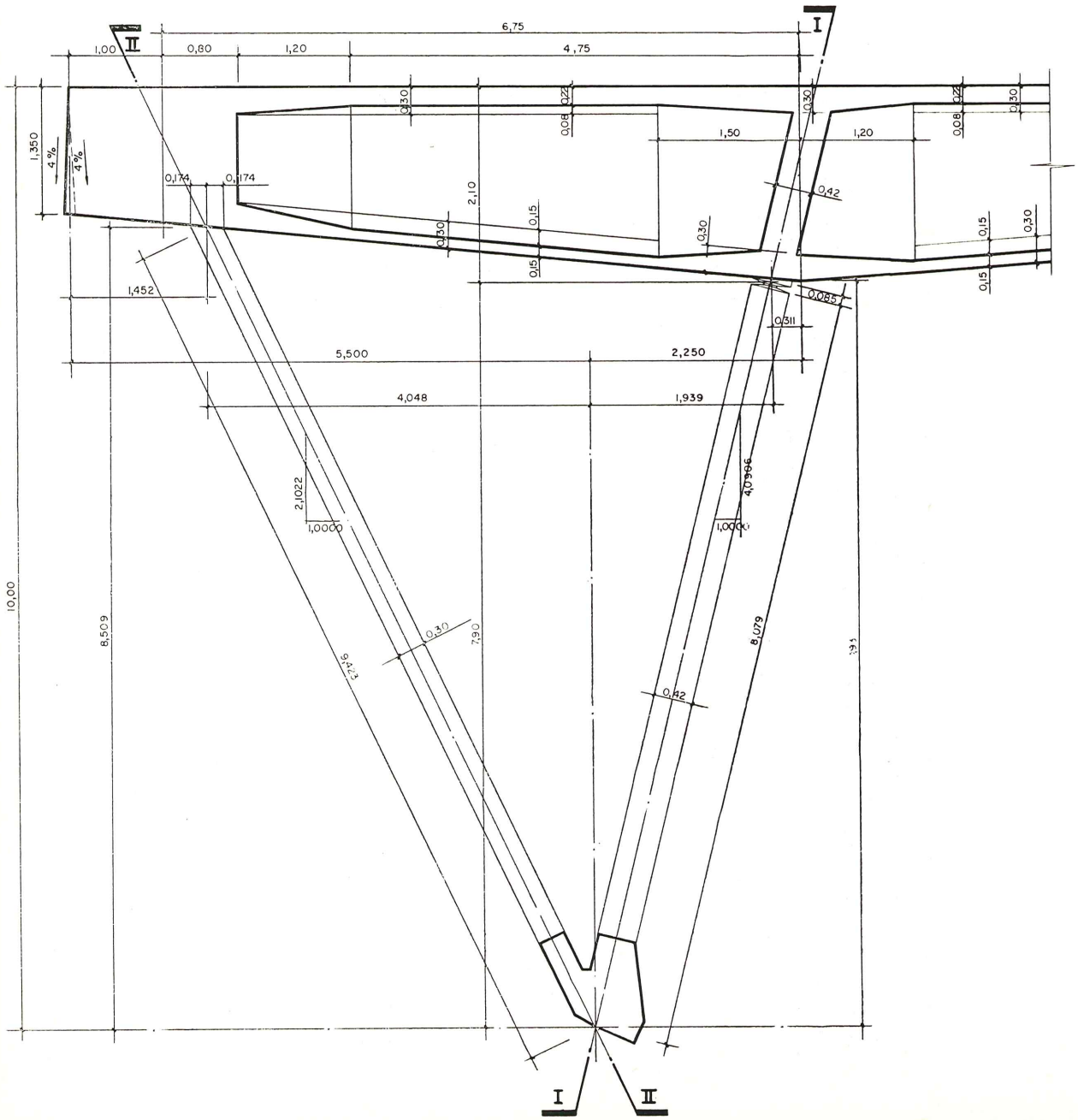
Ello nos condujo a eliminar toda pila intermedia, yendo a una luz única, determinada por las exigencias del desagüe, que resultó del orden de los 45 m. De este modo evitábamos una cimentación difícil en el centro del río y peligros de socavación en avenidas.

Una luz de 45 m puede resolverse de distintos modos, entre los que entra la solución de vigas prefabricadas. Con independencia de la mayor o menor satisfacción estética que pueda lograrse, existía aquí el claro problema de la falta de rentabilidad de los medios auxiliares precisos para fabricarlas y colocarlas en su posición definitiva.

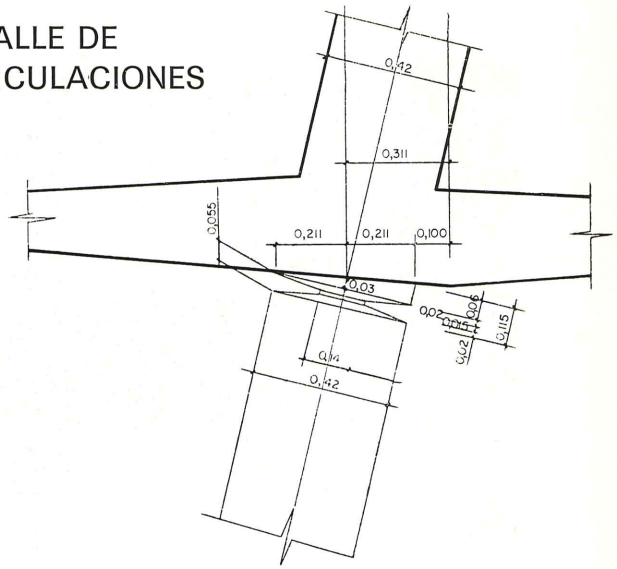
Otra respuesta para tal luz es el puente construido in situ sobre cimbra y encofrado, que en este caso tenía el indudable riesgo de las avenidas del río durante la ejecución. Pero éste es un problema que tiene solución (cimbra recogida, bien apoyada en pilas provisionales suficientemente cimentadas), y si además vamos a una estructura pórtico, tenemos un ahorro considerable de acero teso respecto a las vigas.

En la figura 2 puede verse el aspecto de la obra terminada, en la 3 una vista de una célula triangular y en la 4 un detalle de la articulación de la base. Se trata de la ya clásica solución de pórtico cuyos pies se descomponen en pares exentos de compresión y tracción, que convergen en la base, donde se dispone una rótula plástica. Más adelante hablaré de la problemática específica que el pretensado (así como las deformaciones lineales de otros orígenes) engendra en este tipo de estructuras.

SECCION POR EL EJE DE TABLERO



DETALLE DE ARTICULACIONES



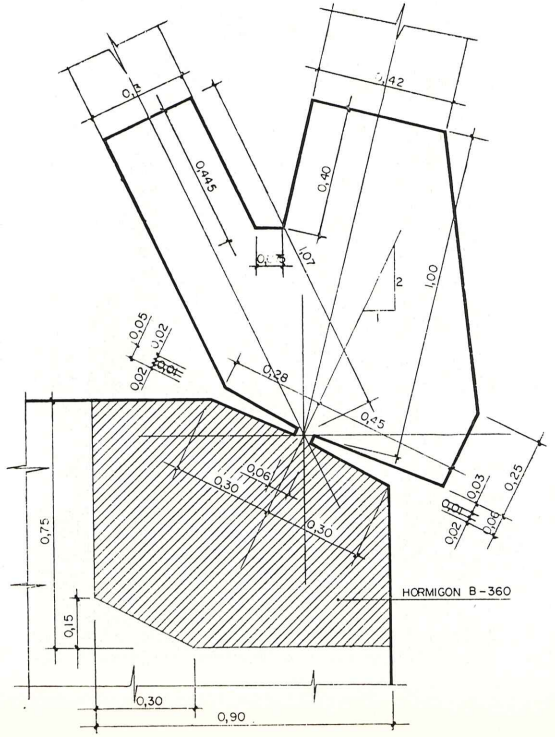


Fig. 1c

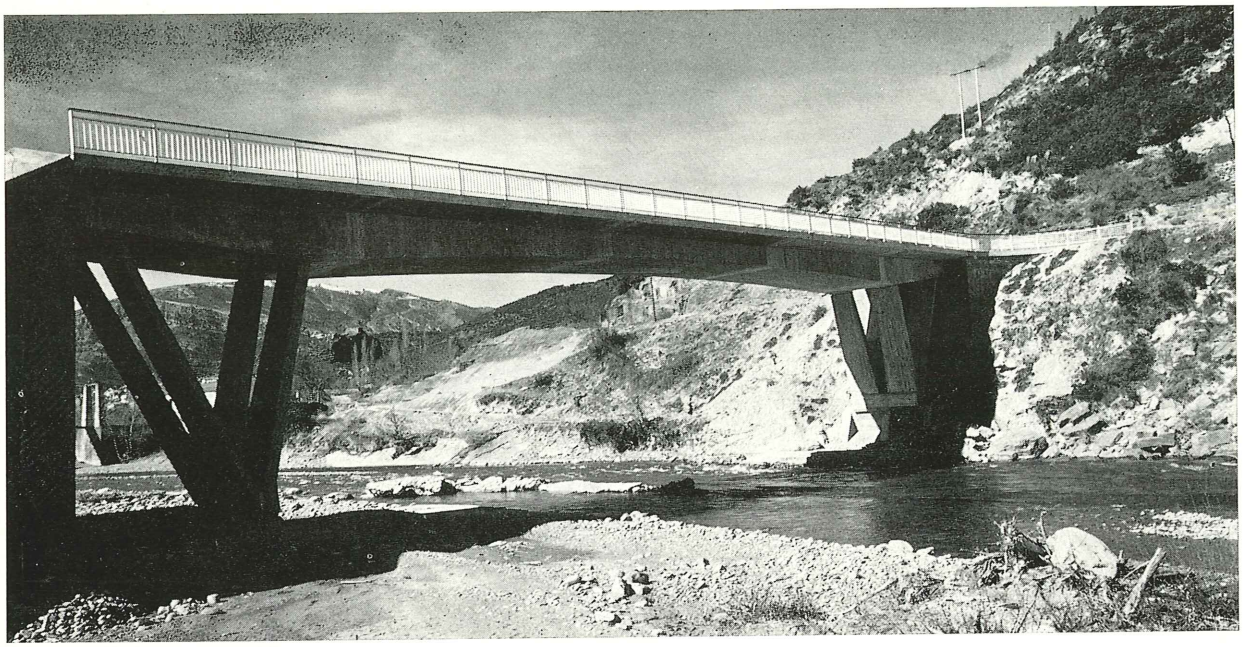


Fig. 2. Puente de Boltaña. Vista general.

El pórtico obtiene, como el arco, la ventaja de la reacción horizontal gratuita del terreno cuando éste es firme. Nosotros teníamos una ladera rocosa (margas calizas) en la margen izquierda, pero debíamos apoyar en el cauce, en la derecha. Recurrimos aquí a un bloque de hormigón ciclópeo que con su peso garantizaba, por rozamiento en su base, la transmisión de la acción horizontal, ello sin contar con la resistencia pasiva ofrecida por los bolos envolventes. El único problema seguía siendo el asiento vertical por avenidas, pero precisamente el pórtico biarticulado es insensible a tal movimiento, siempre que se mantenga dentro de los límites de la rotación que admite una articulación plástica. El pretensado longitudinal del dintel, cuyo esquema puede verse en la figura 5, contribuye, por otro lado, a reducir la componente horizontal del empuje, de acuerdo con la filosofía básica del pretensado. Tan es así, que si éste se calcula para compensar la totalidad del peso propio del dintel más la mitad de la carga que aparece posteriormente, la componente horizontal de la reacción es negativa (centrífuga) en el estado inicial, pasando a centrípeta en el estado de servicio.

Un puente pórtico de este tipo puede concebirse como estructura reticular genérica, o como dintel cuya flexión puede ser compensada a voluntad actuando sobre sus extremos con los cables de los tirantes desnudos. En este último caso podemos jugar con la ley de flectores de peso propio, llegándola a anular en clave. Lo correcto es hormigonar a continuación una envolvente de los cables envueltos en vainas, que posteriormente se precomprime gracias a un segundo tensado de aquéllos, actuando ahora sobre el hormigón envolvente que, de ese modo, queda en condiciones de soportar las tracciones (descompresiones más bien) que en él produzca el paso de la sobrecarga.

Este modo de proceder es sugestivo y, desde luego, el más propio del pretensado, cuya idea base es actuar al máximo sobre la estructura para producir efectos en todo contrarios a los de las acciones exteriores. Sin embargo, desearía llamar la atención sobre la pérdida de eficacia a largo plazo de la compensación previa de flexión en el dintel, y ello por dos motivos, basados ambos en las deformaciones diferidas del hormigón:

a) Si el tirante queda desnudo (lo que no es nada recomendable tanto por riesgo cierto de corrosión, como de excesiva elongabilidad que reduce su eficacia frente a la sobrecarga, como por el peligro de rotura por fatiga ya que el intervalo de variación de tensión es ele-

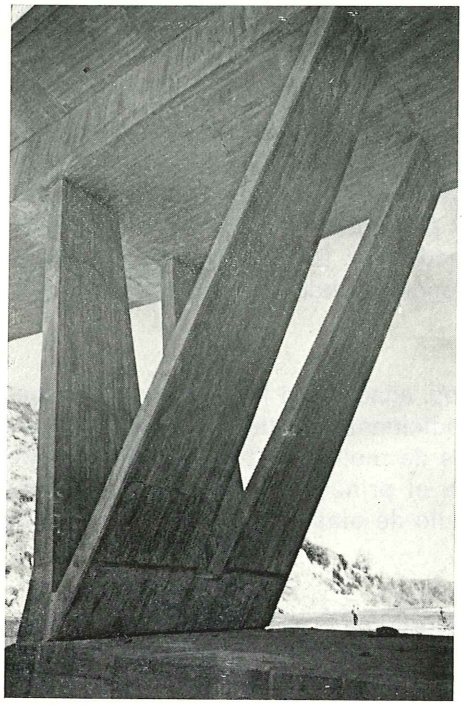


Fig. 3. Puente de Boltaña. Detalle de la célula triangular del pórtico.

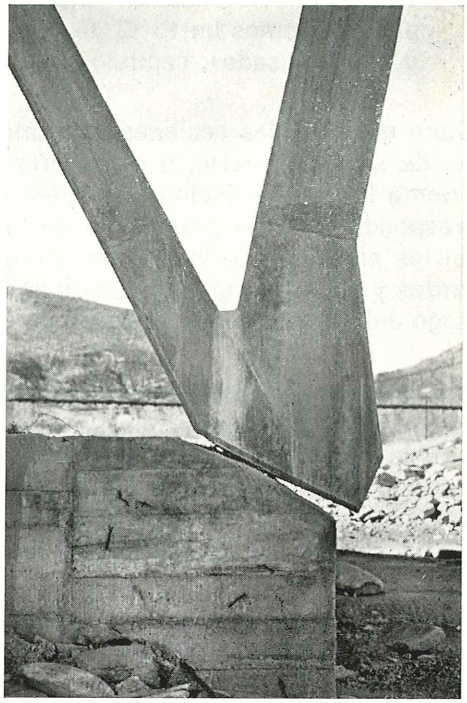


Fig. 4. Puente de Boltaña. Detalle de articulación plástica.

vado), la acción del mismo sobre el tablero se reduce de un modo continuo a lo largo del tiempo (en estado de puente descargado) como consecuencia de la amplificación por fluencia del corrimiento vertical del extremo del voladizo sobre el que actúa por un lado, y por la pérdida de tensión del acero por relajación (que probablemente será muy pequeña al acortarse continuamente su longitud como acabo de decir).

b) Si el tirante se rodea de hormigón que luego se comprime, nos encontramos con que las pérdidas de tensión del acero del tirante actúan sobre tal envolvente de hormigón decomprimiéndola, pero tal efecto ya fue tenido en cuenta en nuestros cálculos y no es una acción parásita que modifique el estado tensional del dintel. Sin embargo, la modificación del esquema estático que supone el hormigonado del tirante se traduce en un efecto de apoyo creciente del extremo del dintel sobre el hormigón del tirante, dada la tendencia de aquél a seguir bajando por su deformación diferida. Aunque, en este caso, ello no reduce apenas la tensión del acero del tirante (ya que una vez inyectado no es más que una parte de la sección de éste), significa igualmente reducción del efecto compensador inicial de flexiones del dintel, y reducción que puede ser importante. Sabemos, aplicando la ecuación de Dischinger relativa a la fluencia del hormigón, que una deformación impuesta bruscamente y mantenida indefinidamente (que es nuestro caso) reduce su efecto a valores del orden de $e^{-\varphi}$

ESQUEMA DEL PRETENSADO DEL PUENTE DE BOLTAÑA

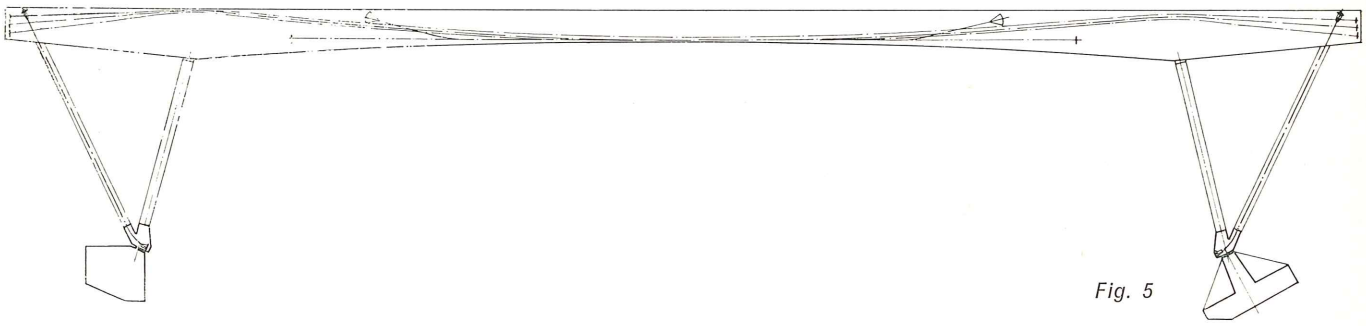


Fig. 5

veces el inicial. Para un valor del coeficiente de fluencia $\varphi = 2$, ello supone que, a largo plazo, tenemos un 13 % de la acción que ejercíamos inicialmente (ver Leonhardt, «Hormigón pretensado», capítulo 12).

Claro que para las acciones gravitatorias permanentes el fenómeno será análogo y, normalmente, de signo contrario, o sea corrimiento elástico del extremo de voladizo ascendente. Ello nos orienta hacia la solución ideal para evitar redistribución de flexiones por fluencia, que es la correspondiente a un pretensado de tirantes tal que sumado al peso propio conduce a flecha nula en los extremos de vuelos del dintel. Si, a continuación, ejecutamos las envolventes de los tirantes y las precomprimimos suficientemente, los vuelos no tendrán tendencia a desplazarse a lo largo del tiempo ya que se partió de una flecha elástica nula.

Nosotros renunciamos a esta actuación previa por tales motivos, añadidos a la delicadeza de operaciones que exigían una obra que se iba a desarrollar en condiciones difíciles, de modo que se procedió a la precompresión de los tirantes de hormigón antes de realizar el tesado definitivo de los tendones del tableto, con lo que éste se comporta desde el principio como una estructura homogénea en la que todas sus piezas tienen el mismo módulo de elasticidad, y que no experimenta cambios en su esquema estático.

El Director de la obra fue el Dr. Ingeniero de Caminos don Florentino Rodríguez Ibáñez y la empresa constructora COLOMINA G. SERRANO, representada por el Ingeniero de Caminos don Jesús Collado. Quiero aprovechar esta oportunidad para agradecer a ambos la ilusión, el calor y el esfuerzo que fueron necesarios para llevar a cabo esta obra, no grandiosa, pero sí delicada y realizada en condiciones de cierta penuria. El sistema de pretensado fue CCL y el consumo de acero duro por m^2 de dintel, incluido el de tirantes, ascendió a 18,4 kg.

Pasemos al segundo pórtico (fig. 6), que es un puente levantado sobre el río Irati en la localidad navarra de Lumbier, puente que por cierto está amenazado de inundación si se realiza el anteproyecto de hiperembalse en que después se ha pensado, aprovechando como cerrada la Foz de Lumbier, situada inmediatamente aguas abajo del puente.

El propietario de la obra, cuyo objeto es sustituir a un viejo y estrecho puente de arcos de escaso valor artístico y monumental, es la Diputación Foral de Navarra. Por exigencias del trazado, el nuevo puente hubo de ubicarse muy próximo al antiguo y ello nos llevó a buscar un tablero de máxima diafanidad tanto por razones hidráulicas como estéticas.

El proyecto fue realizado en el año 1971 y la obra fue abierta al tráfico en 1975. Se trata de un pórtico compuesto por un dintel de 3 vanos apoyado en tabiques inclinados y en estribos laterales. La distancia entre ejes de pies de tabiques es de 52 m y el espesor de éstos, biempotrados en cimentación y dintel, es de 60 cm. El dintel es sección losa aligerada en el vano central, y maciza y de canto variable en los laterales (fig. 7).

En las figuras 8 y 9 se exponen dos vistas del puente terminado. Es interesante comparar esta solución con la de Boltaña. Recordemos para ello que en el caso del pórtico existen dos coacciones hiperestáticas que actúan frente al pretensado y que son las relativas al giro de arranques del dintel y al acortamiento de éste bajo el axil de precompresión.

La primera es similar a la de una viga continua, en la que cada tramo ve coaccionado el giro de sus arranques por condiciones de compatibilidad. La segunda coacción es específica del pórtico, y crea un serio problema cuando se pretensan dinteles de pórticos de pies rígidos, en el sentido de que éstos absorben una buena parte del esfuerzo de pretensado para deformarse en flexión acompañando al dintel en su acortamiento elástico. En pórticos importantes esto se ha resuelto disponiendo aparatos deslizantes en la base de un pie, cuya posición, o mejor, cuya reacción horizontal puede ser regulada mediante prensas hidráulicas. Ejemplos: Puentes del Marne (Freyssinet) o Puente Hinckeldey en Berlín, o el Rossenstein sobre el Neckar (Leonhardt). De este modo se pueden también eliminar los esfuerzos indeseables debidos a las deformaciones de retracción y variación térmica del dintel.

SECCION LONGITUDINAL

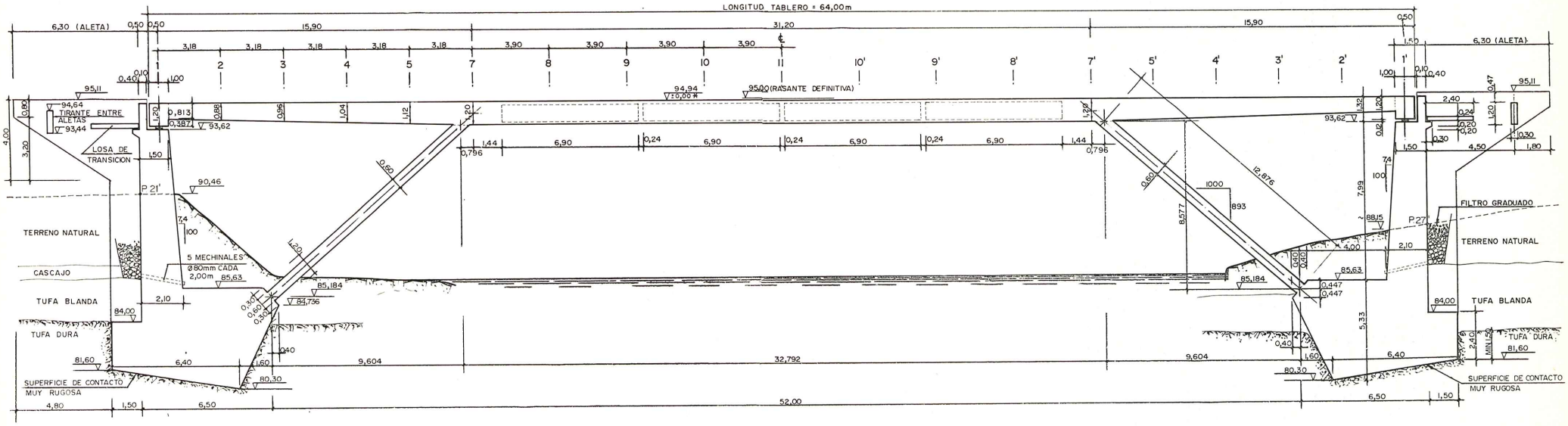


Fig. 6

SECCION TRANSVERSAL VANO CENTRAL

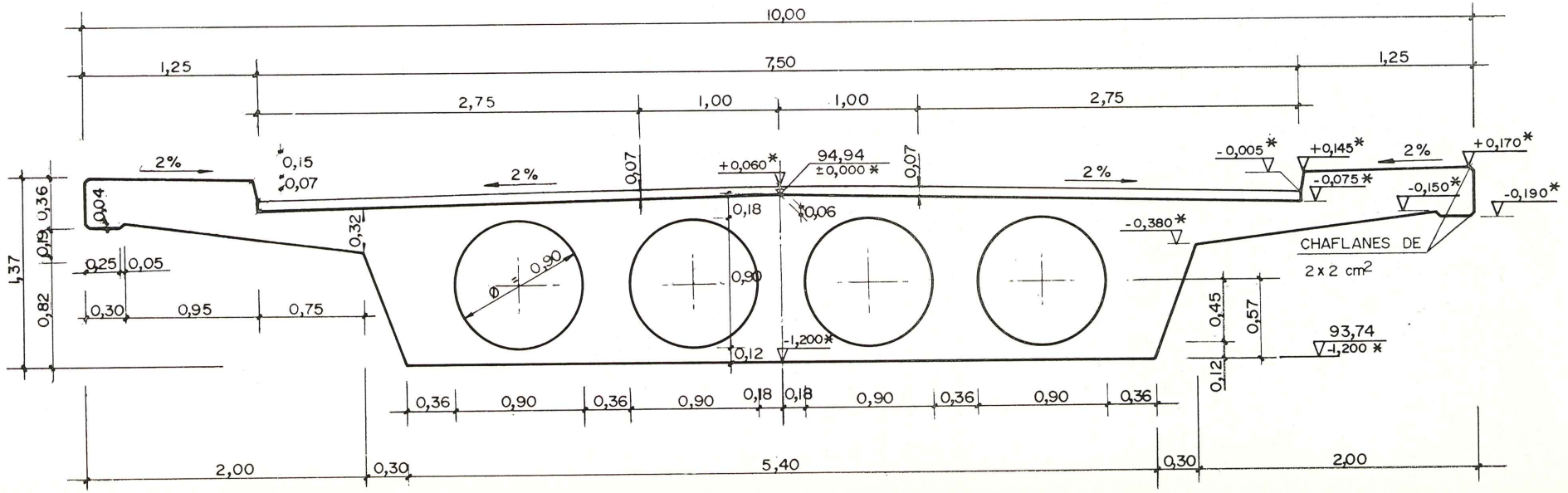


Fig. 7



Fig. 8. Puente de Lumbier. Detalle.

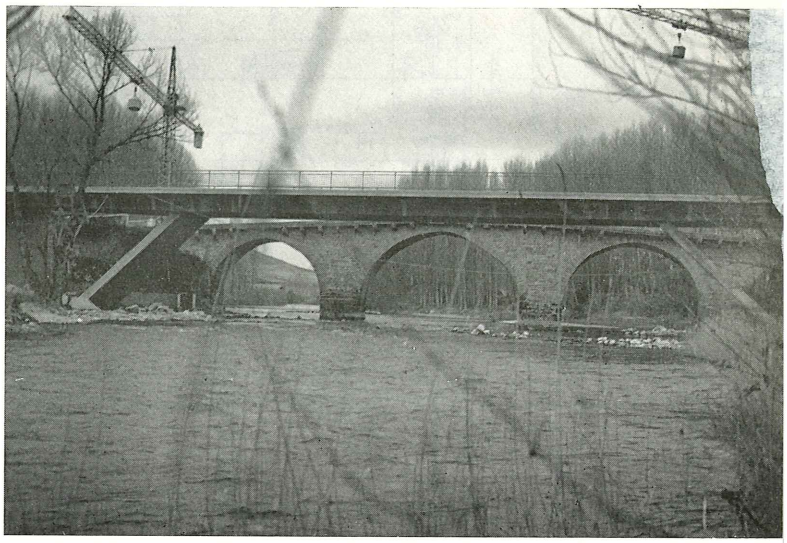


Fig. 9. Puente de Lumbier. Vista general.

Pero, precisamente, la descomposición de una pieza de soporte rígida en una célula triangular compuesta por dos pares esbeltos soluciona en gran medida el problema. Ello es así porque la célula resultante es, como una viga doble T sin alma, rígida frente a la flexión circular (sin esfuerzo contante), y en cambio muy flexible frente a la componente antimétrica (la debida al cortante) de una flexión simple. De modo que coarta fuertemente el giro de los arranques del dintel (buen grado de empotramiento) y, en cambio, permite el acortamiento de éste sin apenas coacción.

Esta última coacción sería casi nula en el caso de tabiques de la célula paralelos (fig. 10), pero su inclinación engendra, por condiciones geométricas, una flexión hiperestática positiva en el dintel (fig. 11) que se suma a la debida a la coacción al giro de sus arranques, más un esfuerzo axil de tracción, que nace de la reacción hiperestática centrífuga 4, cuya intensidad es notablemente inferior al que aparecía en un pórtico compuesto con pies rígidos (fig. 11). Las mismas ventajas aparecen en lo que a esfuerzos parásitos engendrados por la retracción y la variación térmica respecta.

PORTICO SOBRE PANTALLAS VERTICALES.
DEFORMADA PRODUCIDA POR EL AXIL DE PRETENSADO DEL DINTEL

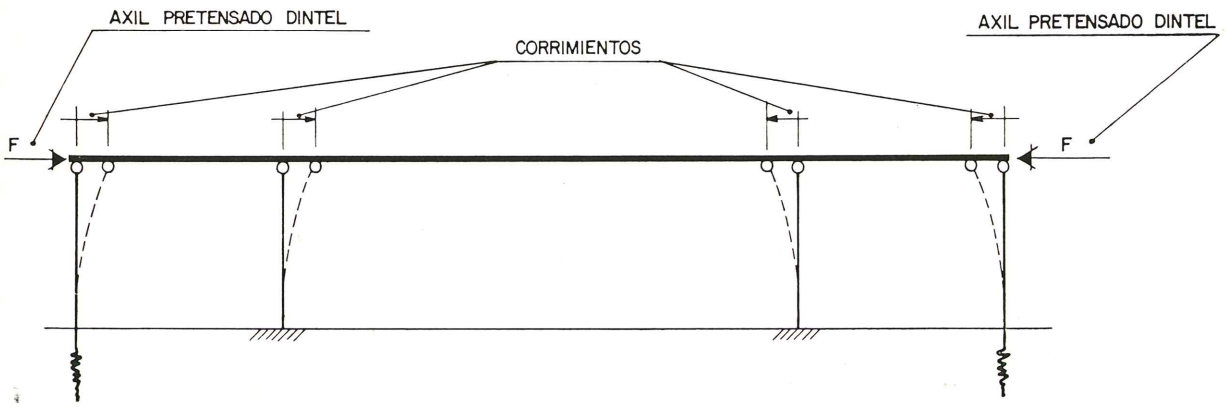


Fig. 10

PORTICO SOBRE CELULAS EXENTAS
DEFORMADA PRODUCIDA POR EL AXIL DE PRETENSADO DEL DINTEL

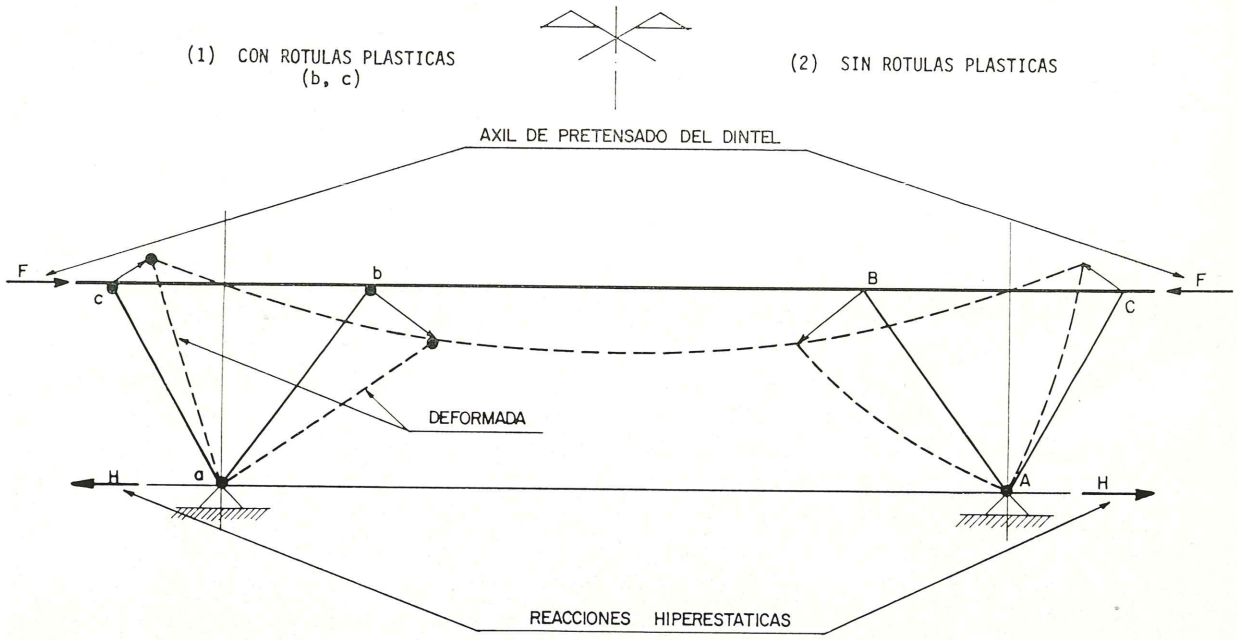


Fig. 11

Observemos de paso la influencia de las posibles articulaciones (a), (b) y (c). Dada la flexibilidad de los pares AB y AC frente a la rigidez del dintel, la ausencia de las rótulas (b) y (c) supondría un estado suplementario de flexión en ellos, como puede verse en la mitad derecha de la figura 11. La ausencia de la rótula de base (a) agravaría este efecto, y además ya indiqué las ventajas que tal rótula presentaba en el caso de un puente como Boltaña, con riesgo de asientos verticales.

El caso de Lumbier es más simple, pues aquí no se temían asientos verticales y la longitud del tablero nos permitió concebirlo como dintel de 3 vanos, suficientemente compensados para eliminar los tirantes que, además, hubieran reducido diafanidad. Por otro lado, renunciamos a articular los tabiques en aras de la simplicidad de ejecución y de la rigidez de la estructura. La pérdida de esfuerzo de pretensado en el vano central (consumido como antes he dicho en deformar en flexión los tabiques) no es importante, dada la flexibilidad de éstos, y se compensa por otro lado con el axil que las cargas exteriores introducen en dicho vano. Los laterales, por contra, reciben todo el esfuerzo de pretensado, pero carecen del axil debido al efecto pórtico.

La obra fue dirigida por la Dirección de Caminos de la Diputación Foral de Navarra, y ejecutada por CONSTRUCTORA INDUSTRIAL NAVARRA. El consumo de acero pretensado, resultó de 16,84 kg/m^2 de tablero, sistema BBR.

Pasemos ahora a describir el conjunto de estructuras realizadas en la Variante Oeste de Pamplona, que establece la comunicación entre Irún y Zaragoza, enlazando provisionalmente los tramos Norte y Sur de la Autopista de Navarra. Se trata de una obra totalmente urbana, encargada y realizada por la Dirección de Caminos de la Diputación Foral.

Recorriéndola en la dirección Irún-Zaragoza, comenzamos encontrando el paso superior de Santa Lucía (figs. 12 y 13).

Se trata de un dintel continuo de luces de 20,40 + 34,00 + 20,40 m, con canto constante igual a 1,35 m, y planta curva de 180 m de radio. En la figura 14 puede verse la sección transversal del tablero.

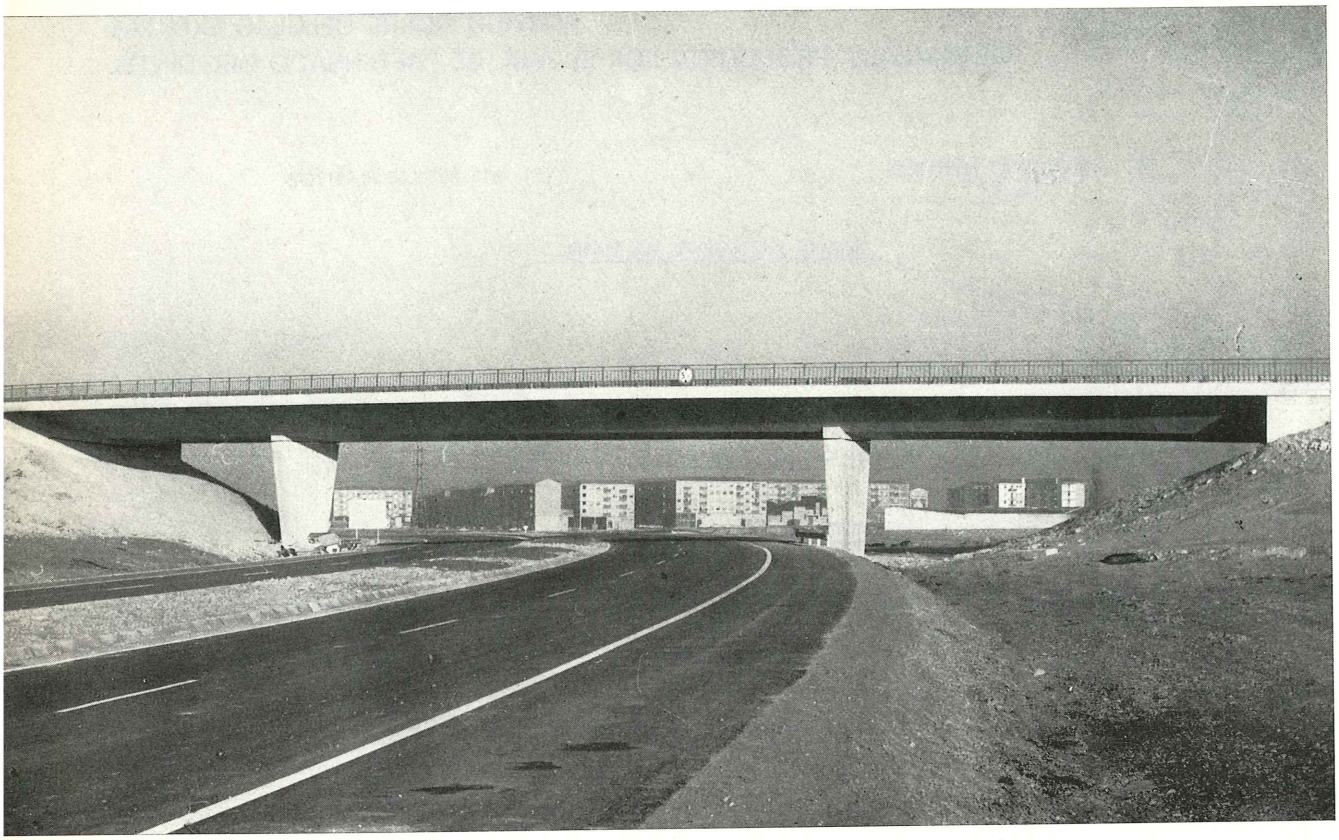


Fig. 12. Paso superior de Santa Lucía, Variante Oeste de Pamplona. Vista general

Aunque no es fácil justificar racionalmente todo el proceso mental que conduce a un determinado diseño, sí se puede afirmar que una sección de este tipo representa las siguientes ventajas:

a) Anchura mínima del fondo del tablero.

b) Unido ello a la gran inclinación de los tabiques exteriores, reducción del canto aparente del dintel.

c) Transmisión de tensiones tangenciales entre tablas superior e inferior a través de almas centrales y tabiques inclinados, lo que mejora la colaboración del forjado superior en lo que a uniformidad de tensiones normales respecta (problema de ancho eficaz). Ciertamente que la delgadez de los tabiques y su longitud superior a la de las almas centrales representan más alta deformabilidad frente al cortante, lo que se traduce en el hecho de que la mayor parte de la tabla superior sea «alimentada» a través del rasante transmitido por el alma central pero, con todo, las bandas laterales del dintel ven aumentada su eficacia en la flexión longitudinal.

d) Efecto de jabalcón en la flexión transversal lo que se traduce en compresión transversal de la tabla inferior y tracción en la superior para acciones gravitatorias. Cierto que tales esfuerzos membrana transversales no son uniformes a lo ancho de la sección transversal, pues el flujo resistente diferencial de tensiones tangenciales transmitido por las secciones adyacentes a la rebanada en cuestión, se acumulan en sentido compensador con las engendradas por la acción exterior actuante sobre la misma rebanada.

e) Expresividad plástica de las superficies troncocónicas del hormigón, como puede apreciarse en la fotografía de la figura 15. El que haya dejado este punto para el final no significa que esta motivación haya ocupado el último lugar en el proceso del diseño de esta estructura (con lo difícil que es separar motivaciones en un proceso de este tipo).

PASO SUPERIOR DE SANTA LUCIA

SECCION TRANSVERSAL TIPO

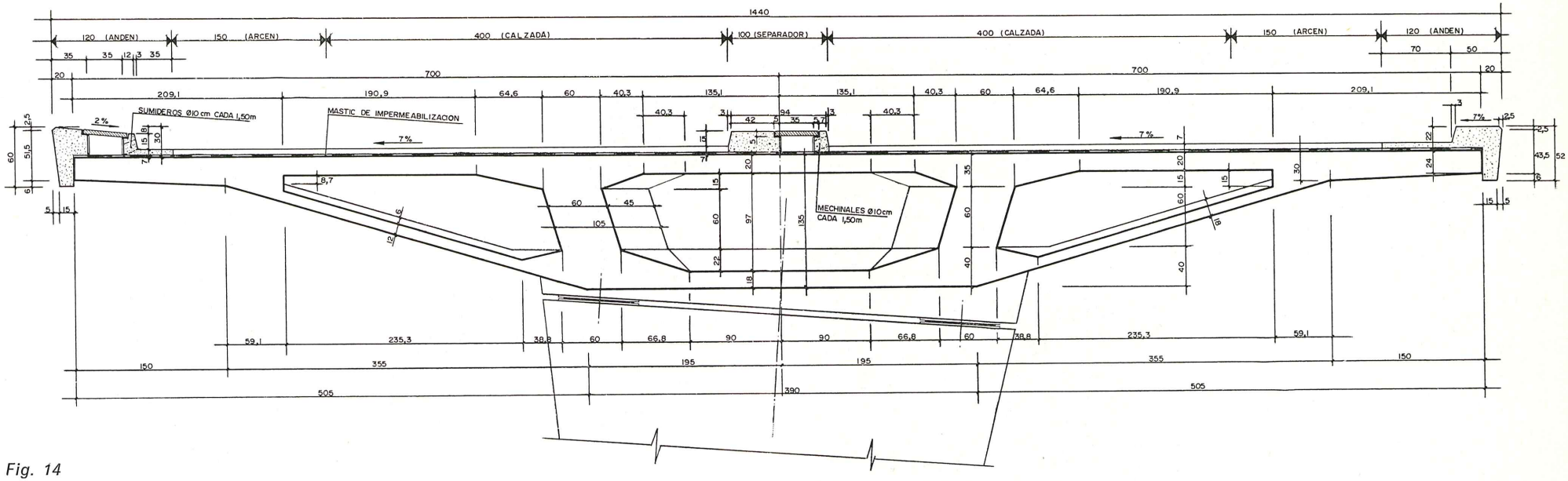


Fig. 14

SECCION TRANSVERSAL POR DIAFRAGMA DE APOYO EN ESTRIBOS.

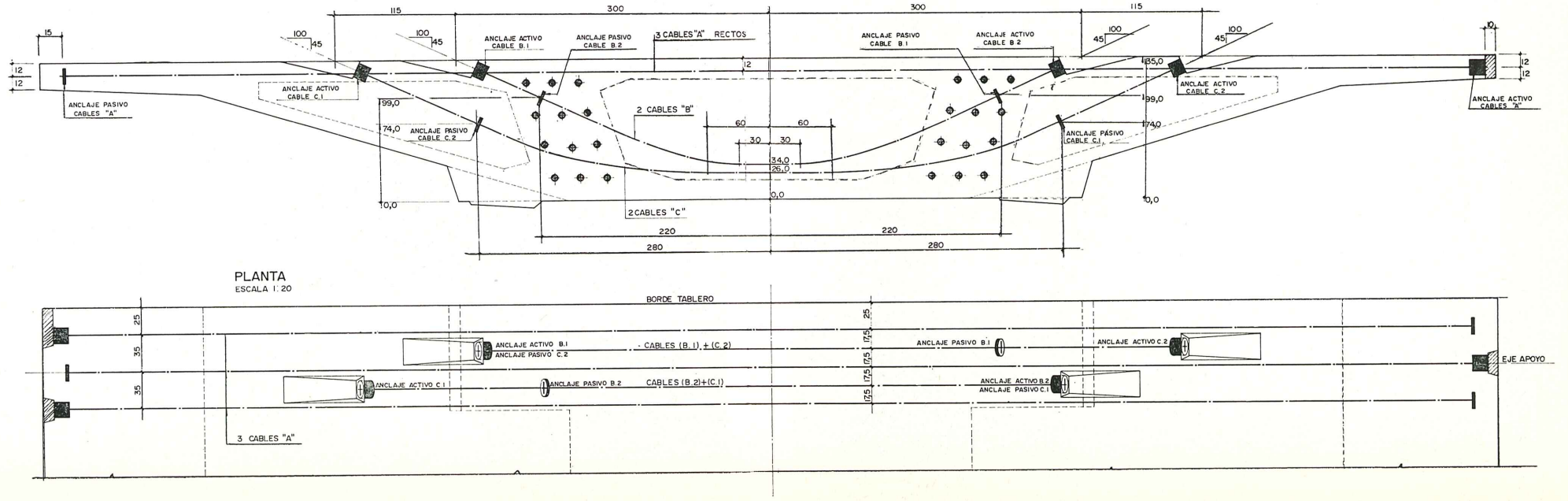
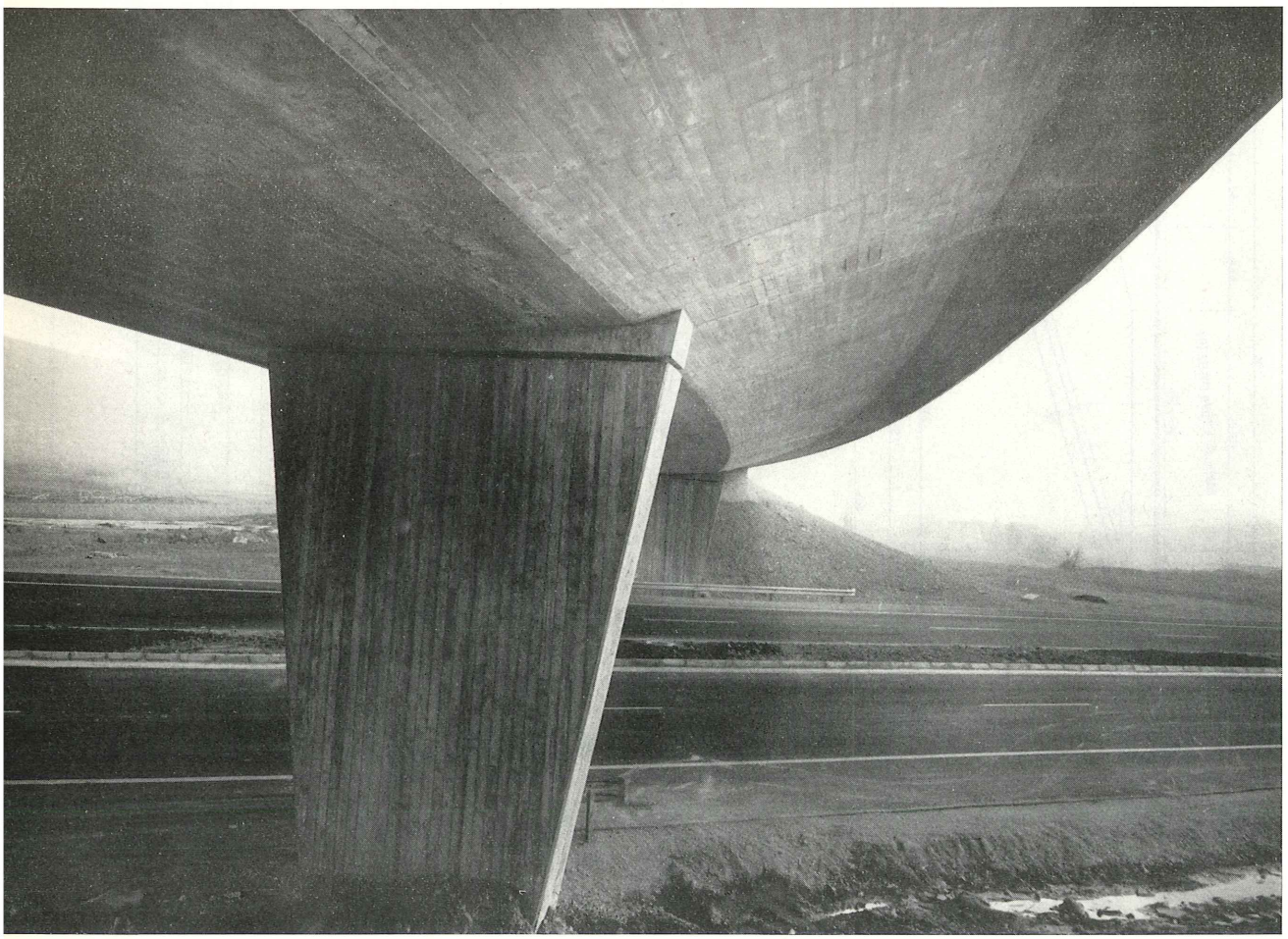


Fig. 16



Figs. 13 y 15. Paso superior de Santa Lucía. (Variante Oeste de Pamplona).



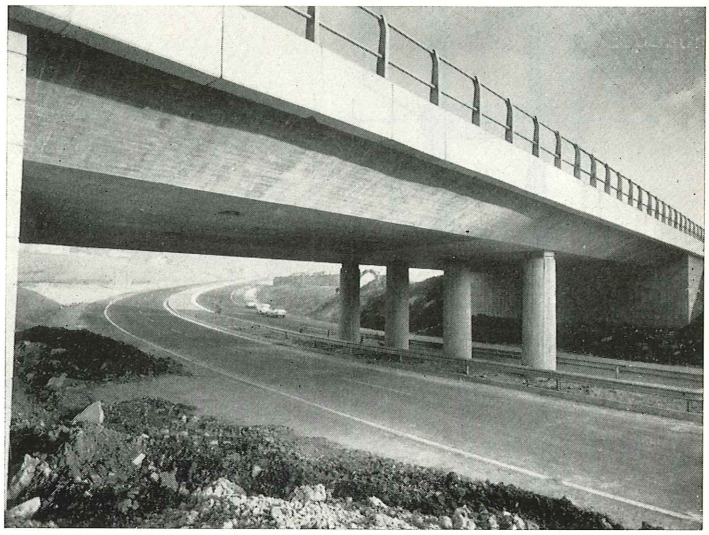


Fig. 17. Paso bajo el FFCC. Variante Oeste de Pamplona.

El tablero fue analizado como lámina prismática de sección poligonal, empleando un programa del Dr. Ingeniero de Caminos Samartín Quiroga, y sus resultados coincidieron prácticamente con los de la teoría de la viga. Para el análisis en flexión longitudinal utilizamos nuestro programa PONTEX - 3 (descrito en el núm. 115 de «Hormigón y Acero»).

En la figura 16 puede verse el pretensado de las traviesas de estribos que fue necesario, toda vez que las placas de apoyo, por motivos de despegue del tablero, no se dispusieron debajo de las almas centrales.

El pretensado longitudinal, sistema FREYSSINET, compuesto por cordones (12T13) de acero calidad 190 kg/mm^2 ascendió a 14,2 kg/m^2 de superficie de tablero. El transversal estuvo compuesto por unidades (12∅8) espaciadas 0,80 m. El consumo de hormigón del dintel fue de 0,47 m^3/m^2 del mismo. La obra, como el resto de la Variante (salvo el tramo del Puente de San Jorge) ha sido realizada por AGROMAN, E. C. S. A., siendo don Juan Ignacio Abad el Ingeniero responsable de la misma.

Siguiendo hacia Pamplona encontramos el ferrocarril RENFE, en las inmediaciones de la playa de vías de la estación. La autovía pasa por debajo, siendo preciso un tablero para 4 vías, que se resolvió mediante dos dinteles independientes con junta longitudinal, sección losa aligerada rematada por impostas prefabricadas de hormigón blanco. Es un dintel continuo de luces (18,00 + 18,00 cm), de 1,20 m de canto, que ha sido descrito en detalle en el Simposio sobre Viaductos Ferroviarios celebrado en el I. E. T. C. C. en mayo de 1975, y que ha sido publicado en el número 117 de «Hormigón y Acero». Aquí me limito a mostrar dos fotografías del estado actual de la obra (figs. 17 y 18).

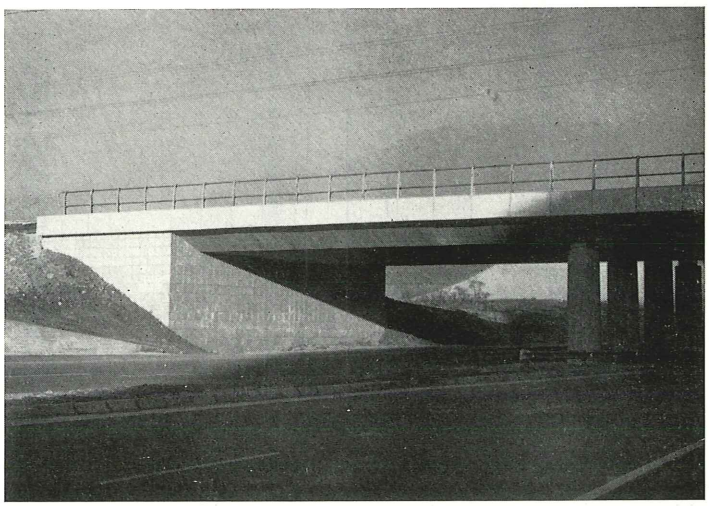


Fig. 18. Paso bajo el FFCC. Variante Oeste de Pamplona.

SECCION LONGITUDINAL POR EJE DE TABLERO.

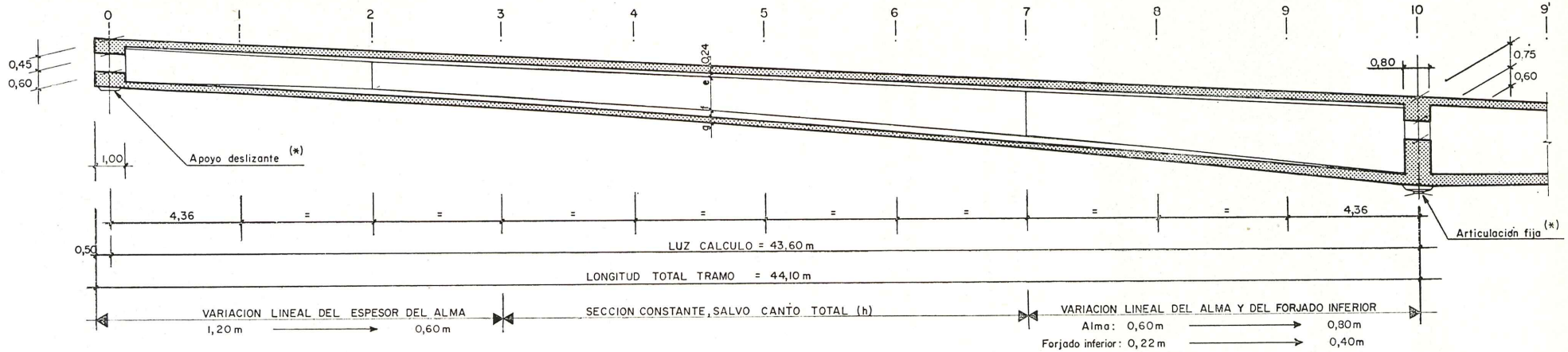


Fig. 19

SECCION TRANSVERSAL TIPO.

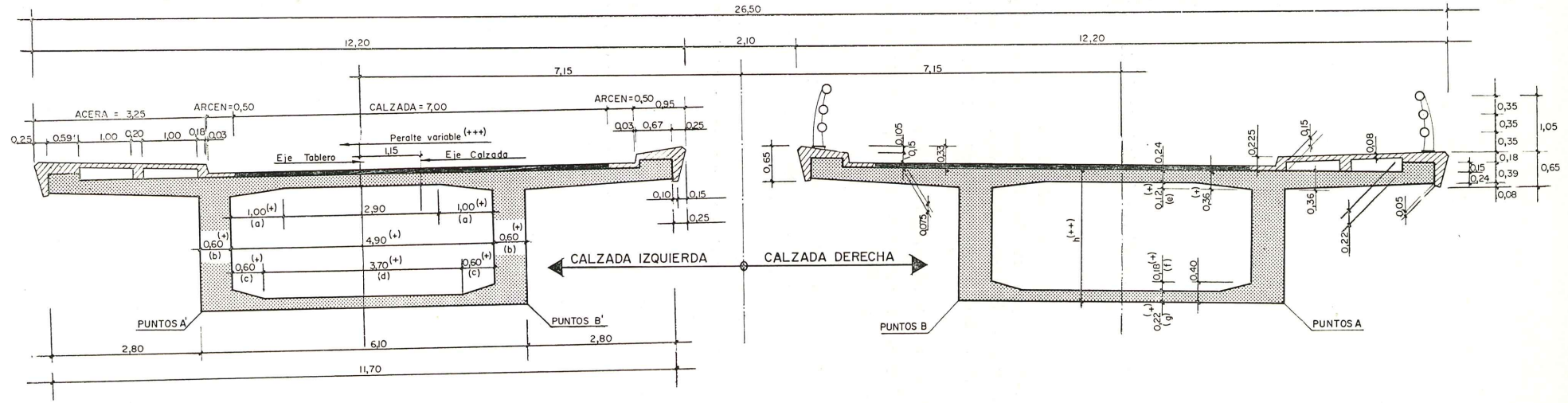


Fig. 19



Fig. 20. Puente de San Jorge sobre el río Arga, en la Variante de Pamplona.



Fig. 21. Puente de San Jorge.

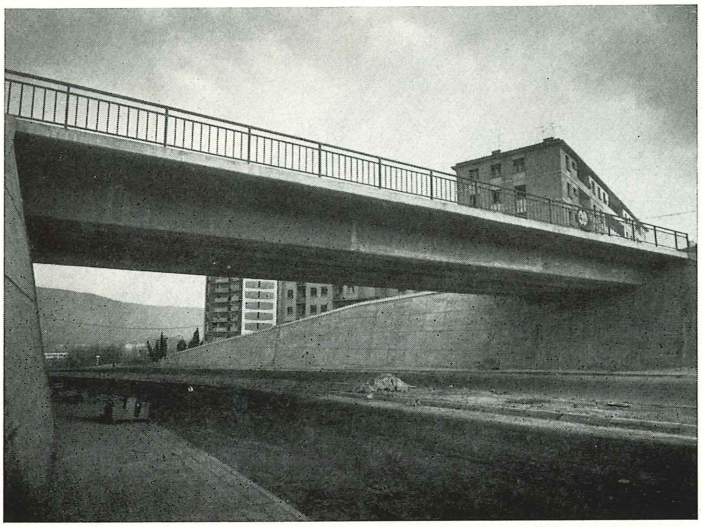


Fig. 22. Puente de San Juan. Variante Oeste de Pamplona.

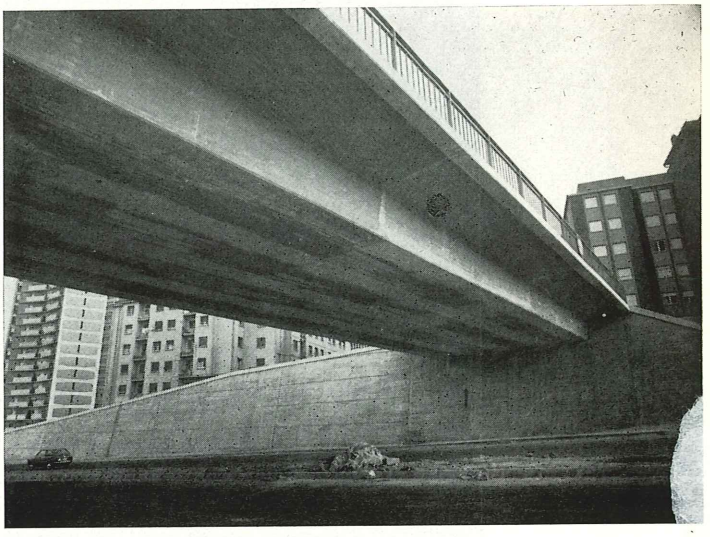


Fig. 23. Puente de San Juan. Detalle.

Tanto el constructor como el sistema de pretensado han sido los mismos del Paso de Santa Lucía.

Hemos llegado a la vaguada del río Arga que la autovía cruza mediante el Puente de San Jorge. El proyecto de esta obra fue realizado en 1968 y la construcción, llevada a cabo por ENTRECANALES Y TAVORA, S. A., con pretensado BBR, fue abierta al tráfico en 1973.

Se trata de dos tableros gemelos (fig. 19), dinteles continuos de 2 vanos con luces de (43,60 + 43,60 m) y canto variable parabólicamente entre 1,60 sobre estribos y 3,00 m sobre pila central. Cada dintel es una sección cajón monocelular de 12,20 m de anchura. Reposa sobre la pila central por medio de articulación plástica, disponiendo de apoyos deslizantes (tipo neopreno-teflón) unidireccionales sobre estribos.

En las fotografías de las figuras 20 y 21 pueden verse dos aspectos del estado actual de la obra. El pretensado longitudinal constaba de cables dispuestos a todo lo largo del tablero (longitud, 88 m), más tendones cortos dispuestos sobre pila central y alojados en el forjado superior.

El consumo de materiales fue de 25,4 kg/m^2 de acero (170 kg/mm^2) de pretensado longitudinal, y 6,3 kg/m^2 de pretensado transversal.

Estamos ya en la margen izquierda del río Arga. Allí encontramos un paso elevado de un solo vano de unos 30 m de luz, limitado por muros de contención. Es el Puente de San Juan que podemos ver en las fotografías de las figuras 22 y 23.

Se trata de un tramo simple, de sección pluricelular compuesta por 5 almas y 4 alvéolos con un canto de 1,40 m. La sección cerrada venía aconsejada por la necesaria esbeltez de la obra (dada la escasez de gálibo), pero al mismo tiempo resulta más que recomendable, por razones estéticas en zona urbana. El pretensado, FREYSSINET, ascendió a 20,6 kg/m^2. En la figura 24 puede verse la sección transversal del mismo.

La autovía tiene que atravesar a continuación el Camino de la Fuente del Hierro, futura vía de penetración en la ciudad, para el que se nos pidió una abertura central de 30 m. Desdoblamos la autovía en dos tableros independientes enlazados libremente por un cubrejuntas, y establecimos sendos dinteles continuos de (20,00 + 30,00 + 20,00 m). Como existía esviaje en el cruce y nosotros deseábamos una limpieza geométrica máxima, procedimos a concentrar la inercia longitudinal en el eje de cada tablero, yendo a lo que los ingleses llaman «spine box beam», o viga cajón medular, aunque en este caso se trató más bien de una losa aligerada.

PUENTE DE SAN JUAN

SECCION TRANSVERSAL TIPO

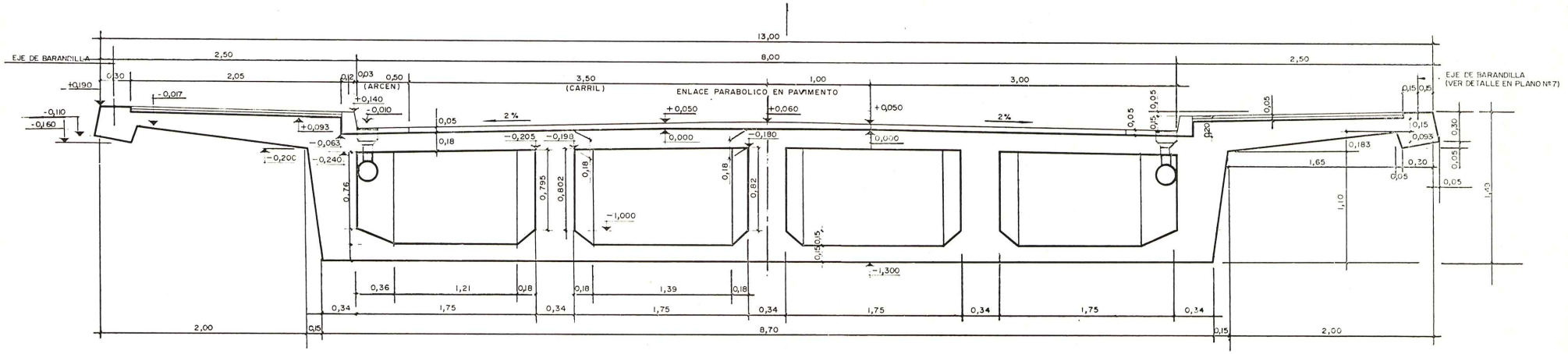


Fig. 24

VIADUCTO FUENTE DEL HIERRO

SECCION TRANSVERSAL TIPO

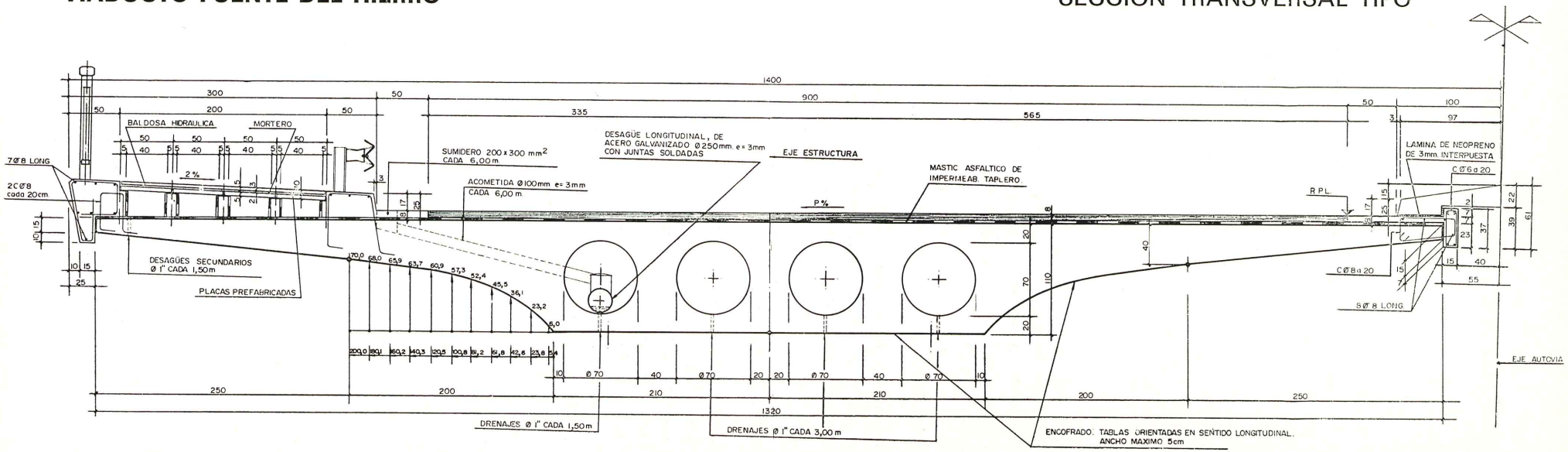


Fig. 25.2

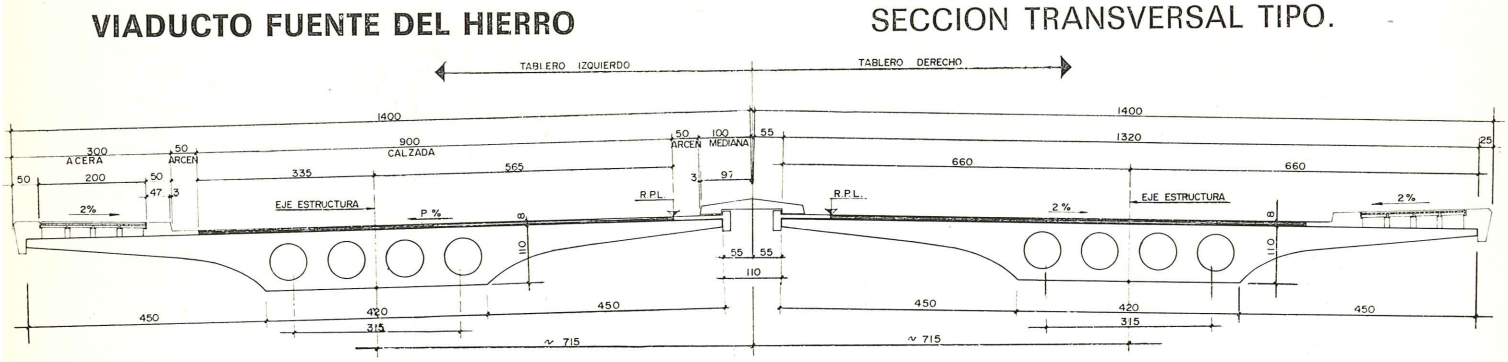


Fig. 25.1

En la figura 25, puede verse la sección transversal de 1,10 m de canto con aligeramientos de 70 cm de diámetro, y un fondo de tablero de sólo 4,20 m que obliga a voladizos de 4,50 m. Lo más racional parece aprovechar este mismo canto para el empotramiento de aquéllos, estableciendo una ley lógica de variación de espesor. Aquí, nos decidimos por una ley parabólica de tercer grado.

El aspecto del tablero terminado puede verse en la fotografía de la figura 26.

El empleo de paneles en lugar de tablas machihembradas para el encofrado ha hecho perder buena parte de las posibilidades expresivas de este tablero. Las pilas que tienen una zona prismática (necesaria dada las diferencias de altura entre unas y otras), y se coronan con un remate superior abierto según líneas parabólicas, que nos dan el ancho necesario para disponer las placas de neopreno con la separación mínima correspondiente a seguridad al despegue transversal del tablero.

La flexibilidad transversal de las pilas supone que el empotramiento a torsión del dintel sobre ellas no es total, y que el torsor que envía el vano central no es filtrado allí en su totalidad, siguiendo parte del mismo su camino, a lo largo del vano lateral hacia el estribo, donde es finalmente absorbido. El torsor filtrado se determina por condiciones de compatibilidad de rotación torsional de dintel y de flexión en cabeza de pila. En nuestro caso, el torsor provocado por una sobrecarga repartida extendida en medio ancho del vano central era filtrado por la pila en aproximadamente un 70 %. Ello supone menor problema de despegue entre tablero y pila, y menor flexión en ésta, pero a cambio hay que pagar la torsión que atraviesa todo el vano lateral.

Otra cuestión interesante es la del ancho eficaz en este tipo de tableros, que comentaremos más adelante.

Antes de pasar a describir la estructura del paso sobre el Camino del Sadar (acceso a la Ciudad Universitaria) me permito exponer dos fotografías de un pequeño cruce resuelto con pórticos de hormigón armado, en el que hemos empleado elementos prefabricados de este material como jabalcones de arriostramiento entre muros fronteros, tratando de obtener un ambiente de cierta calidad plástica en las escaleras y rampas de descenso para peatones (figs. 28 y 29).

La estructura sobre el Camino del Sadar es un dintel continuo de tres vanos de luces (16,00 + 24,00 + 16,00 m) resuelta de modo similar a la de Fuente del Hierro, pero aquí con losa aligerada de 90 cm de canto. En la figura 30 puede verse un aspecto general de la obra.

En este tablero, la relación luz/vuelo plantea el problema del ancho eficaz de vuelos colaborantes de flexión longitudinal o por decirlo, con mayor realismo físico, de la distribución de las tensiones normales a lo ancho de una sección dada. Sabemos que, en definitiva, estamos en presencia del fenómeno que los sajones llaman «shear lag», o pérdida de eficacia debida a la deformación de cortante, lo que supone que a medida que nos alejamos de un alma (origen del rasante) el corrimiento longitudinal de una fibra sea menor, ocurriendo lo mismo con la derivada de este corrimiento, a la que es proporcional la tensión normal.

Fig. 28. Variante Oeste de Pamplona. Paso sobre el Camino de Ovejeros.

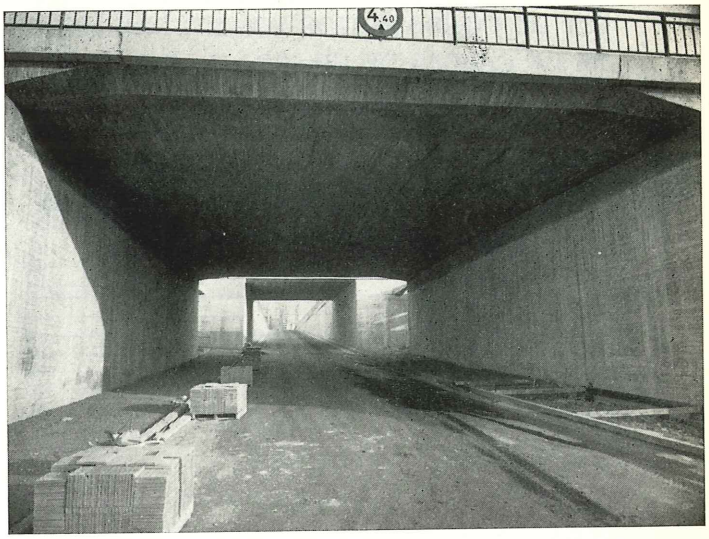




Fig. 26. Viaducto de Fuente del Hierro. Variante Oeste de Pamplona.

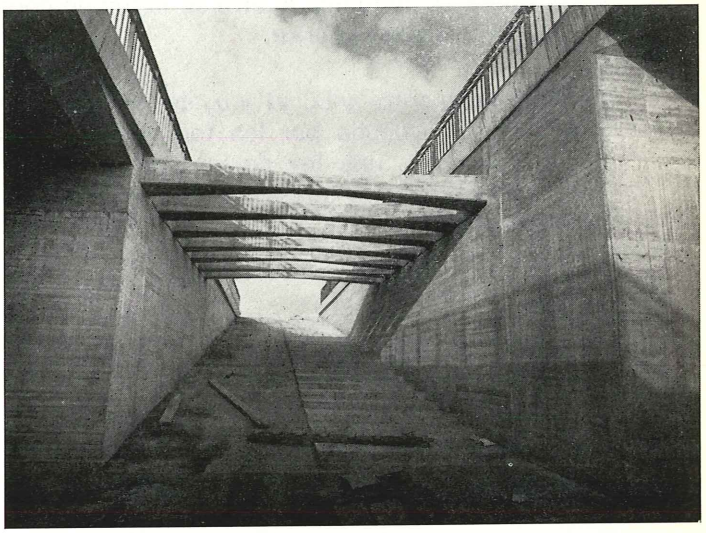


Fig. 29. Variante Oeste de Pamplona. Rampa de descenso de peatones en el paso sobre el Camino de Ovejeros.

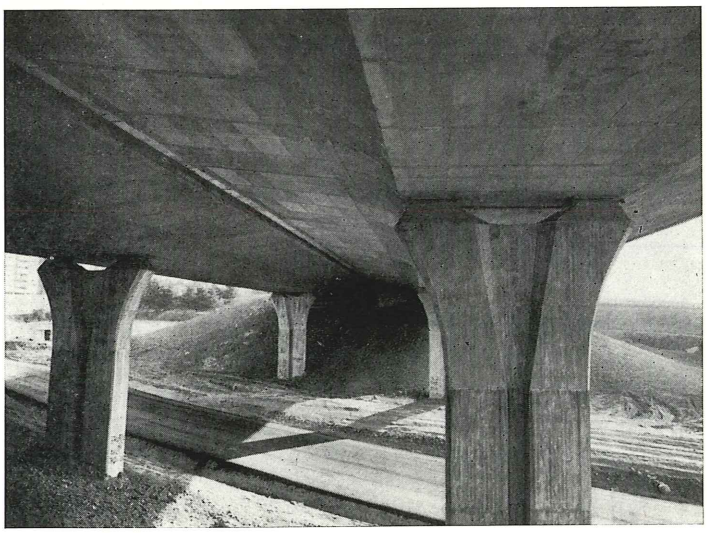


Fig. 27. Viaducto de Fuente del Hierro. Variante Oeste de Pamplona.



Fig. 30. Viaducto del Sadar. Variante Oeste de Pamplona.

LEY DE CORRIMIENTOS LONGITUDINALES DE LAS DISTINTAS FIBRAS DE LA CABEZA DE UN VIGA EN T

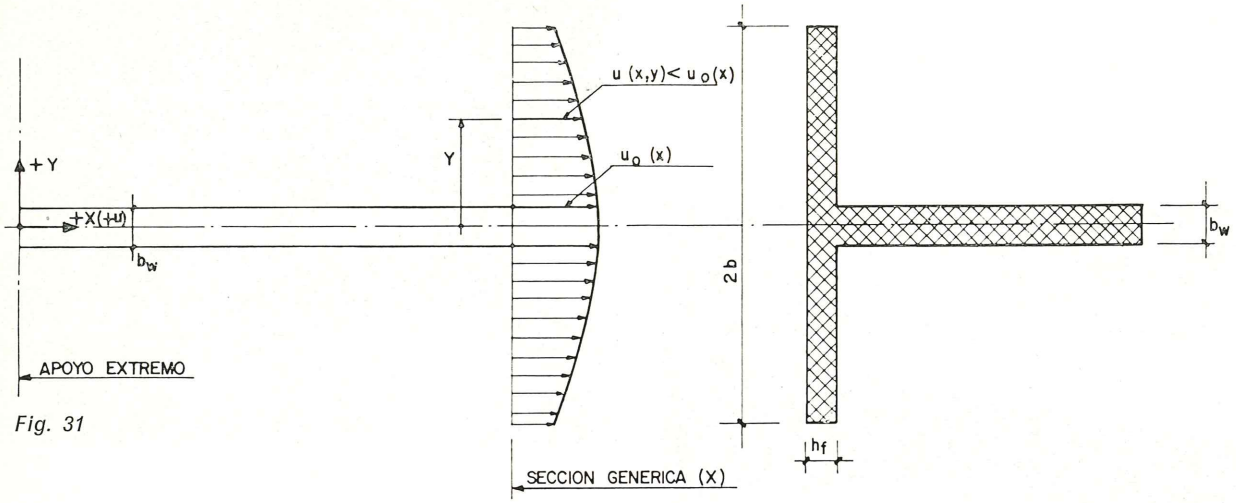


Fig. 31

En la figura 31 se indica el aire de la ley de corrimientos u (x, y) de un punto genérico del plano medio de la tabla superior.

La diferencia entre u (x, y) y u_o de la sección transversal de abcisa (x), es precisamente el deslizamiento provocado por las tensiones tangenciales, y crece por consiguiente con el valor de éstas. Entonces, una ley de variación de espesores de tabla como la de este tablero, resulta lógica no sólo en lo que a flexión transversal respecta, sino también para minimizar el efecto del «shear lag».

VIADUCTO DEL SADAR

SECCION TRANSVERSAL TIPO

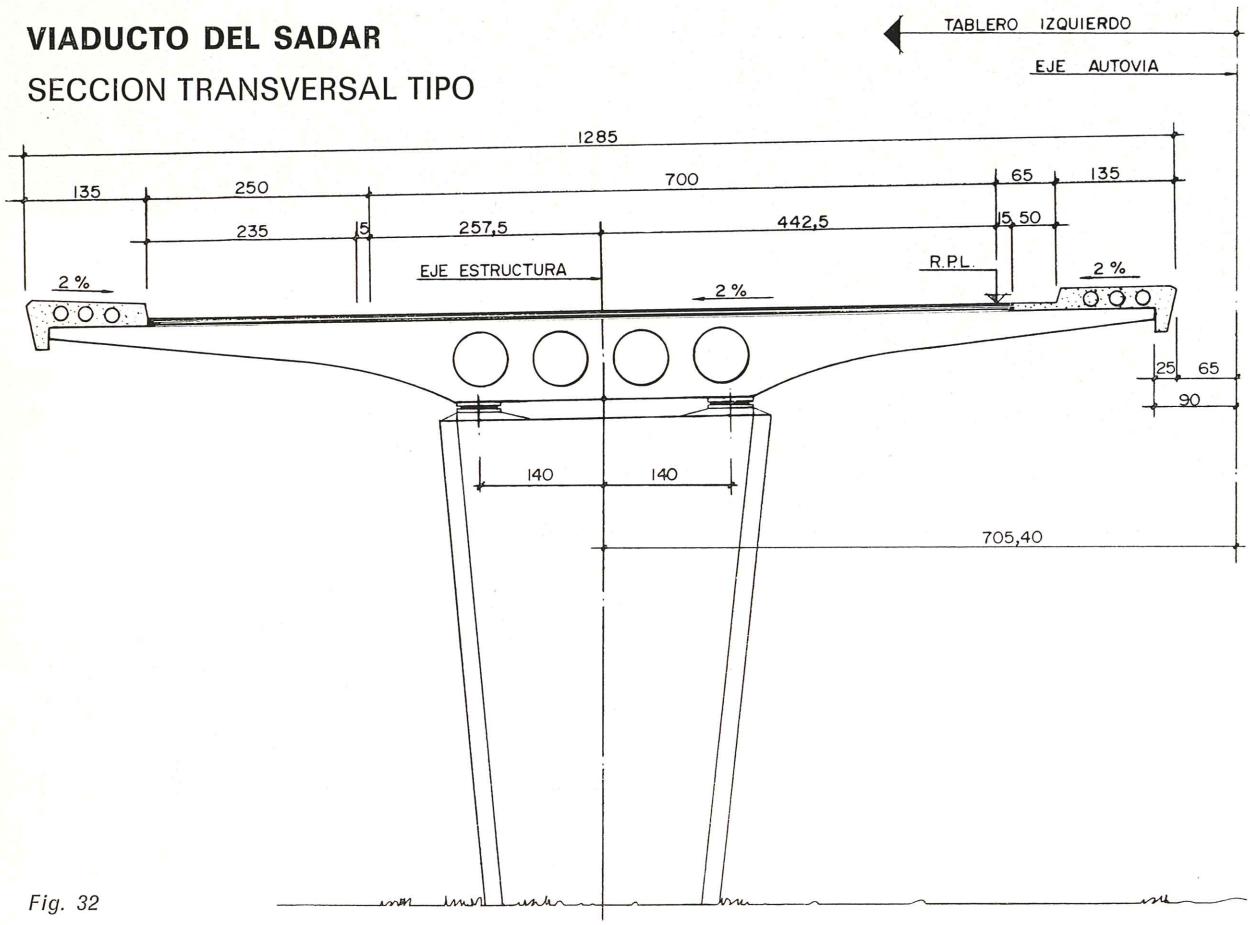


Fig. 32

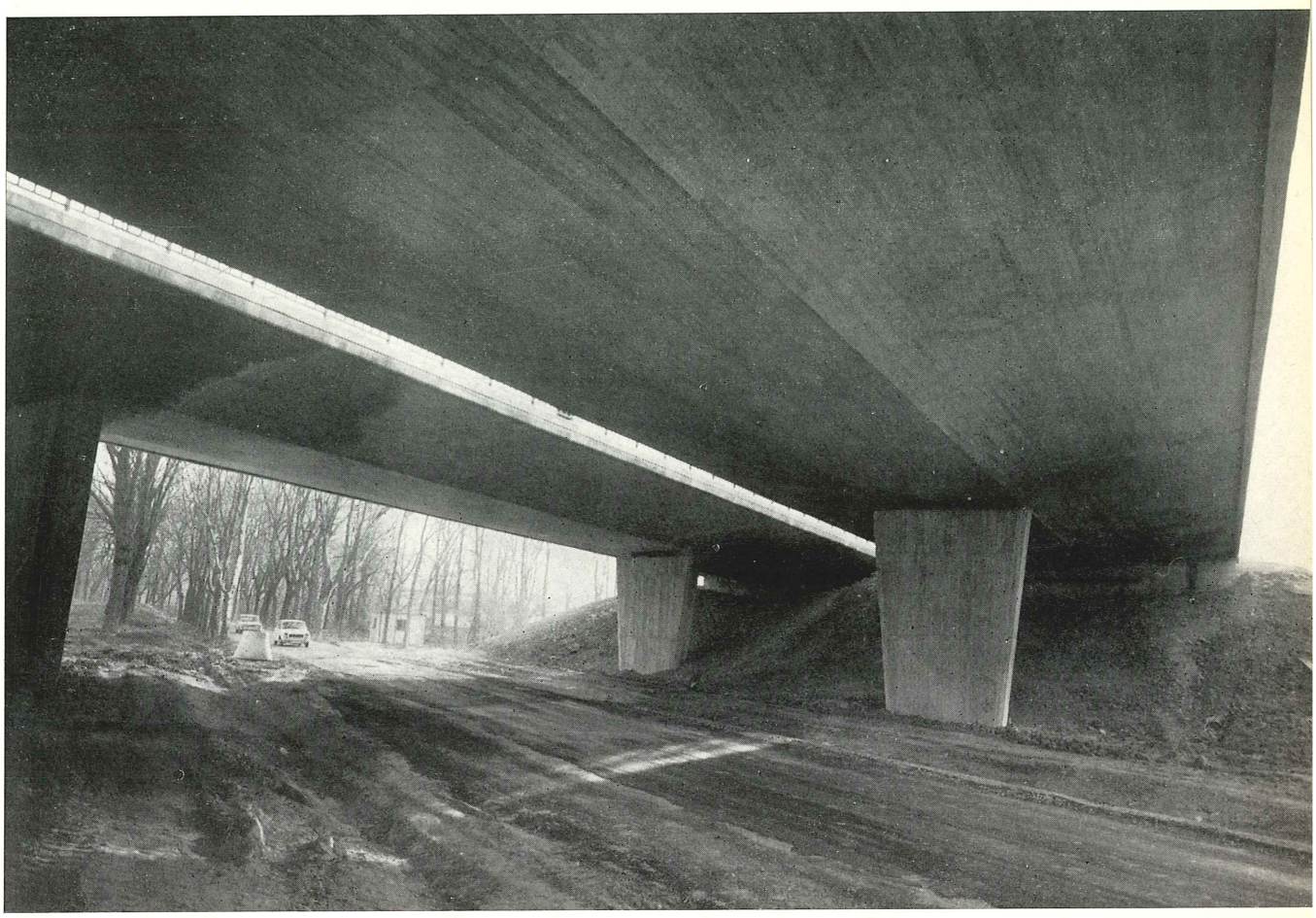


Fig. 33. Viaducto del Sadar. Detalle del intradós. (Variante Oeste de Pamplona).

La sección más desfavorable desde este punto de vista es la de apoyo en pila intermedia, donde se introduce una fuerte carga concentrada ascendente, lo que supone una concentración de isostáticas de la tabla superior equivalente a una reducción del ancho eficaz.

Nosotros hicimos dos cálculos con el programa PONTEX - 3, uno considerando la totalidad de la sección en toda la longitud del tablero, y otro tomando zonas con vuelos reducidos aproximadamente a su tercera parte en las secciones sobre pilas. La diferencia de resultados, traducida a tensiones normales, sólo era significativa en la fibra inferior de la sección sobre pila, donde en el instante de pretensar no teníamos tracciones en el primer supuesto y llegábamos a unos 20 kg/cm^2 de tracción en el segundo. Dispusimos de una armadura pasiva para absorber estas tracciones teóricas, y una cuidadosa observación en obra no ha revelado la aparición de fisuras visibles.

En la fotografía de la figura 33 se puede apreciar la expresividad de esta sección cuyos vuelos están compuestos por parábolas cuadráticas en su línea de intradós.

La variante termina con la estructura de incorporación desde la carretera de Zaragoza. En la figura 34 pueden verse la planta y la sección transversal de la misma.

Se trata de un dintel continuo sobre apoyos puntuales de luces (28 + 32 + 28 m), solución ya clásica en pasos urbanos. La acumulación de torsores en los estribos era tal que el conjunto torsor-cortante superaba ligeramente el dominio límite de interacción indicado por el CEB. Sin embargo, este dominio definido hasta ahora como una recta es seguro que se aproxima más a una elipse, por lo que nosotros aceptamos tal margen. De todos modos, preocupados por la reduc-

PASO SUPERIOR SOBRE LA CARRETERA DE ZARAGOZA

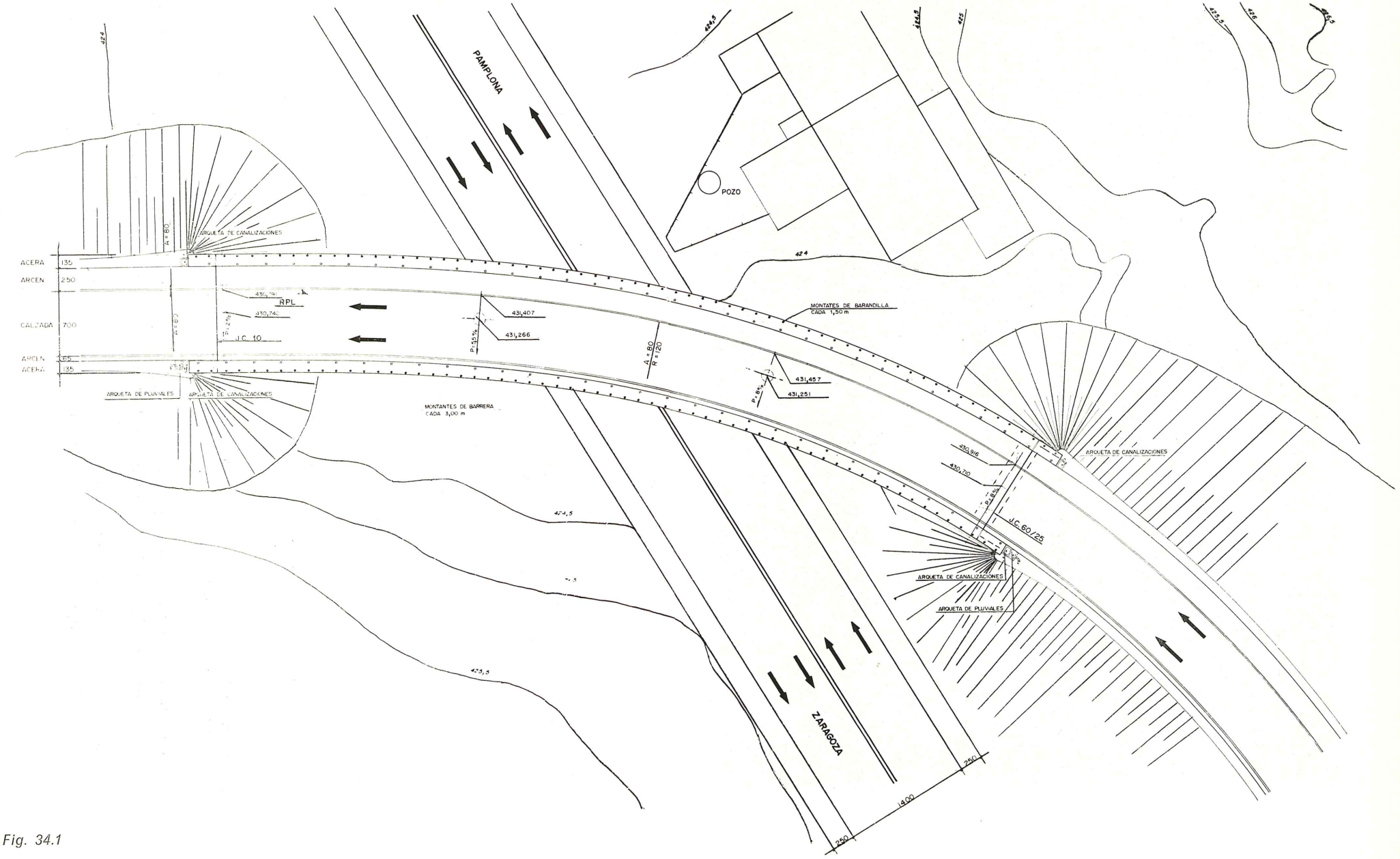


Fig. 34.1

PASO SUPERIOR CARRETERA ZARAGOZA

SECCION TRANSVERSAL TIPO

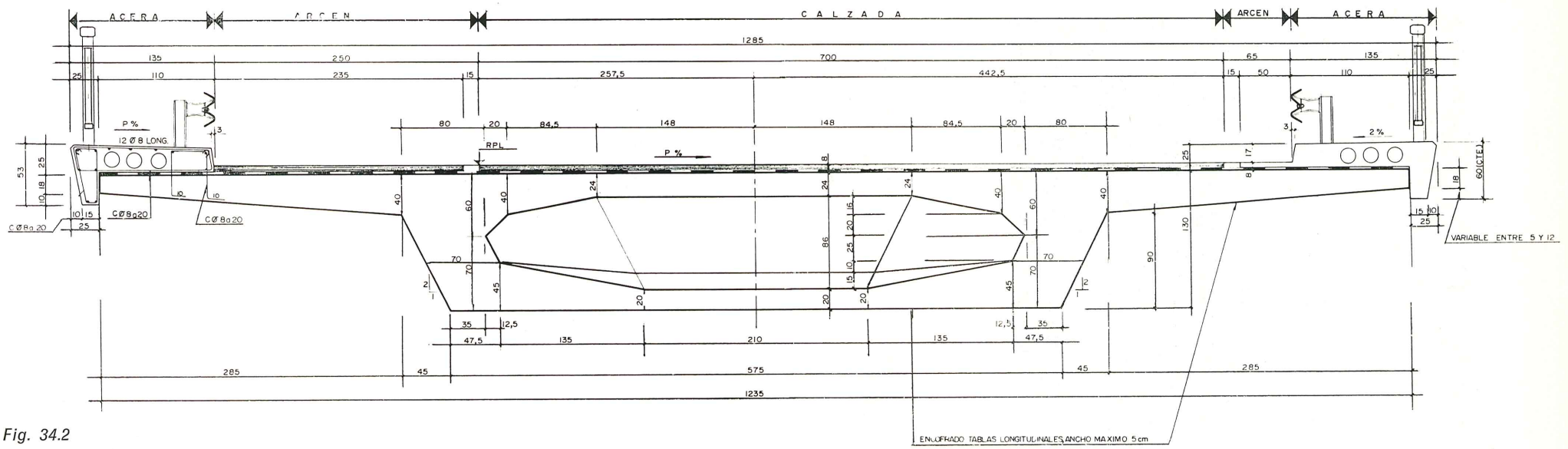


Fig. 34.2

PRETENSADO TRANSVERSAL

SECCION POR EL TABLERO (Zona I)

SECCION POR DIAGRAMA DE APOYO EN PILA

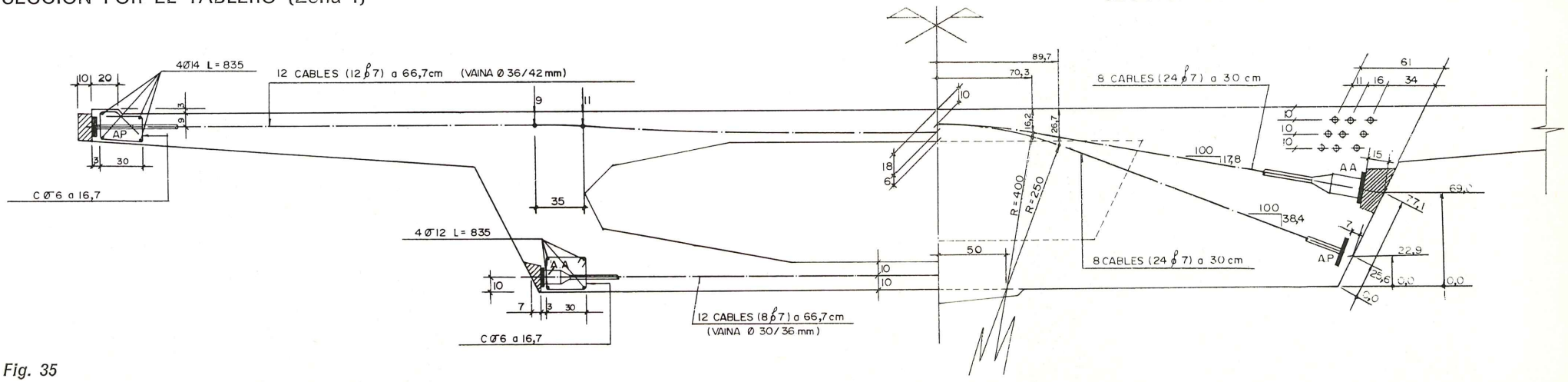


Fig. 35

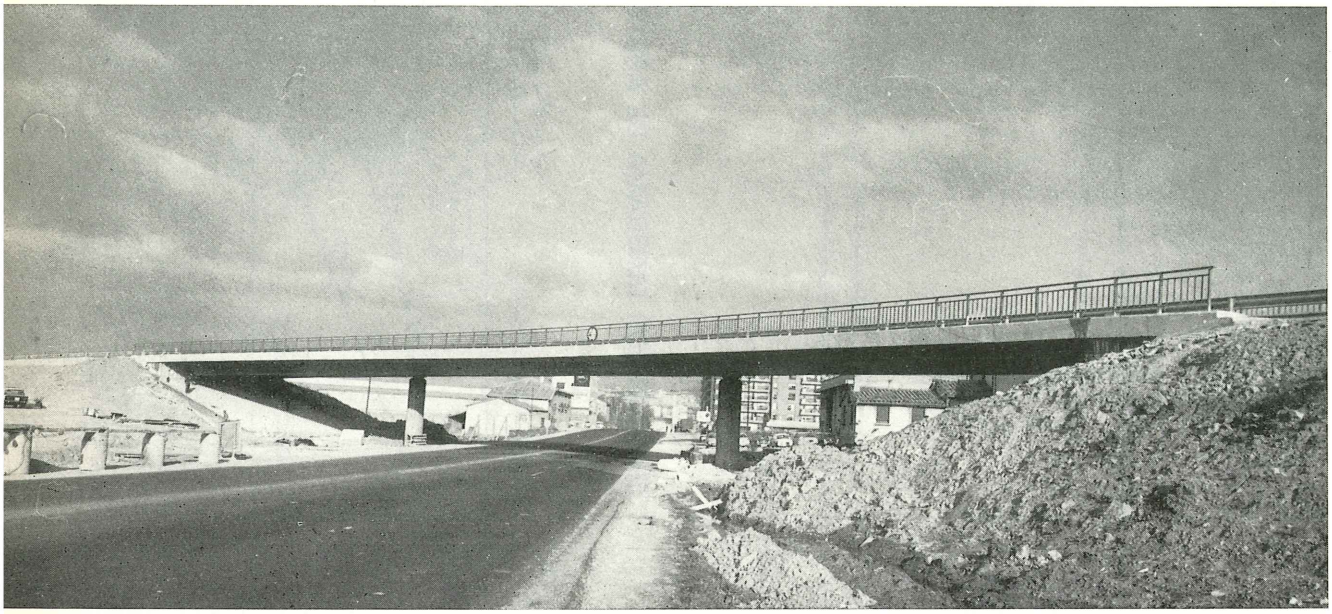


Fig. 36. Paso sobre la carretera de Zaragoza. Variante Oeste de Pamplona.

ción de rigidez torsional (y las deformaciones siguientes) que se produce en cuanto aparece una microfisuración, dispusimos un pretensado transversal en ambas tablas, superior e inferior, en las zonas extremas del tablero.

Para transmitir las cargas de las almas al apoyo puntual, establecimos un pretensado en V invertida, que puede verse en la figura 35.

En la fotografía de la figura 36 se aprecia el estado actual de la obra.

El análisis en flexión longitudinal de esta estructura se llevó a cabo mediante PONTEX 3 por un lado, despreciando el efecto de la curvatura en planta, y mediante nuestro programa de emparillado EMPPLAN por otro, para conocer los efectos de cargar semianchos de vanos enteros y obtener efectos máximos de torsión directa (así como flectores influidos por la curvatura en planta), y vanos a todo ancho para tener los máximos cortantes con sus torsores concomitantes. No es éste un método riguroso para obtener la envolvente de esfuerzos, pero no tuvimos tiempo de poner a punto el programa correspondiente.

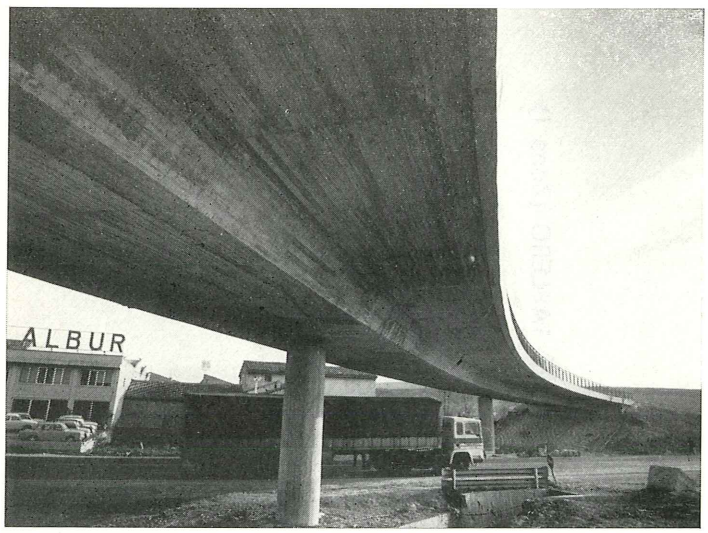


Fig. 37. Paso sobre la carretera de Zaragoza. Detalle del apoyo puntual. (Variante Oeste de Pamplona).

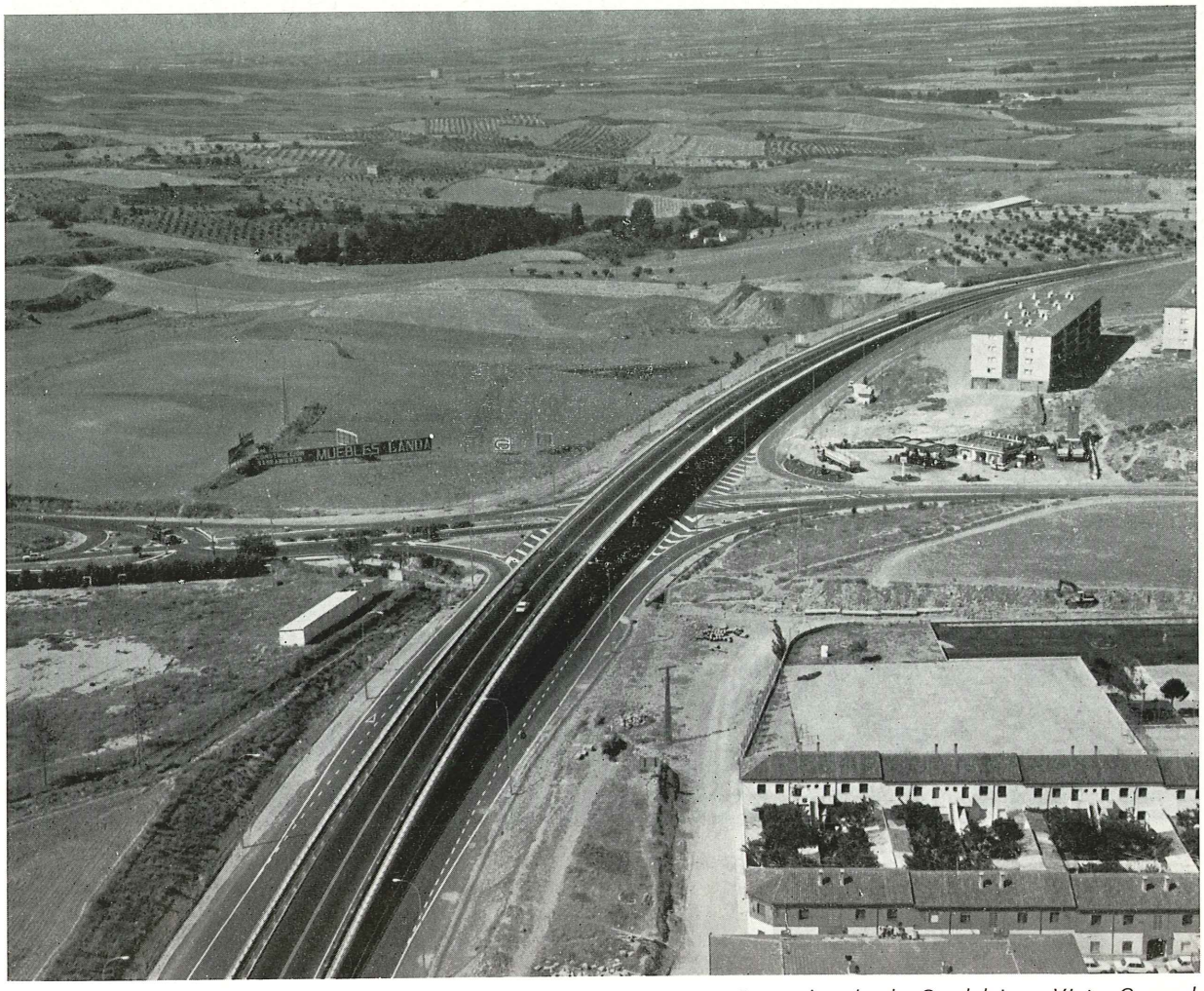


Fig. 38. Paso elevado de Guadalajara. Vista General.

En la figura 37 puede apreciarse una vista de detalle del intradós del tablero (con líneas longitudinales fuertemente marcadas por el encofrado), donde se ven los aparatos de apoyo puntuales, de tipo neopreno-teflón deslizantes unidireccionales.

Como ya he dicho, la totalidad de la Variante (a excepción del Puente sobre el Arga) ha sido realizada por Agromán E. C., S. A., dirigida por la Dirección de Caminos de la Diputación y el sistema de pretensado (salvo en San Jorge) ha sido Freyssinet. Las cuantías de las últimas estructuras descritas han sido (acero, fpu = 190 kg/mm^2):

Viaducto Fuente de Hierro	18,3 kg/m^2	
Viaducto Camino de Sadar	14,5 kg/m^2	
Paso sobre Carretera de Zaragoza	18,8 kg/m^2	(sólo incluye el pretensado longitudinal).

Mostraré a continuación el paso elevado de la CN-II Madrid-Barcelona, sobre la Ruta de los Lagos, frente a Guadalajara. Esta obra, que ha sido realizada por TECNICA Y OBRAS, S. A., con sistema de pretensado BBR, y bajo la dirección del Dr. Ingeniero de Caminos don Pascual de Juan Zurita, de la Jefatura Provincial de Carreteras de Madrid, ha sido descrita en el número 115 de la revista «Hormigón y Acero», por lo que me limito a exponer aquí una fotografía general aérea de la obra terminada (fig. 38) y una vista inferior (fig. 39).

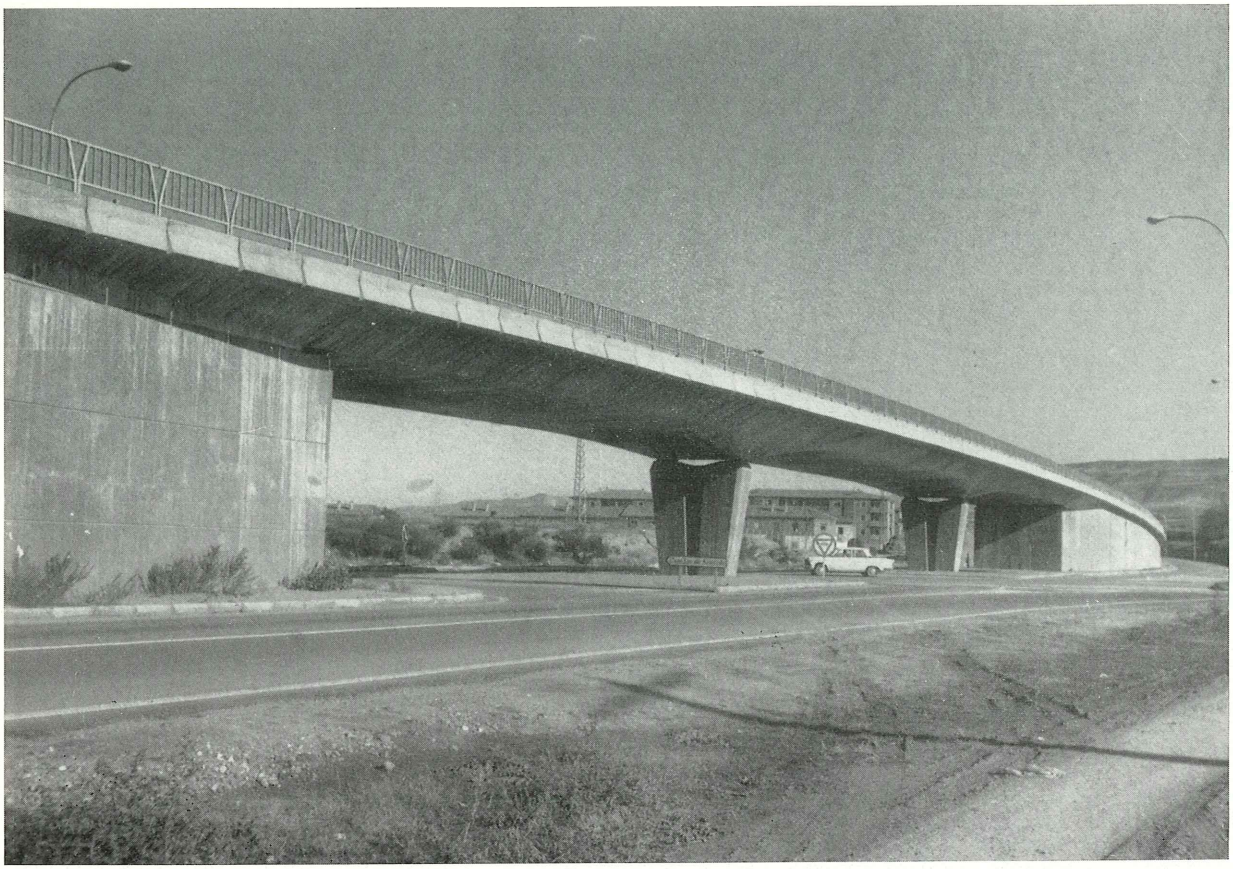


Fig. 39. Paso elevado de la CN-II en Guadalajara.

En la vista aérea puede apreciarse la importancia de la imposta (prefabricada) como elemento integrador del conjunto de la obra, y en la vista inferior, los chaflanes de los muros de acompañamiento que permiten realizar una transición suave entre estructura y accesos a la misma. La barandilla, modulada con la imposta, está concebida como sucesión de elementos que admiten variación de pendiente longitudinal sin que la visión conjunta la acuse.

Como homenaje, entiendo que merecido, a los realizadores de esta obra, expongo una fotografía (fig. 40) del magnífico encofrado que le ha dado su forma exterior.

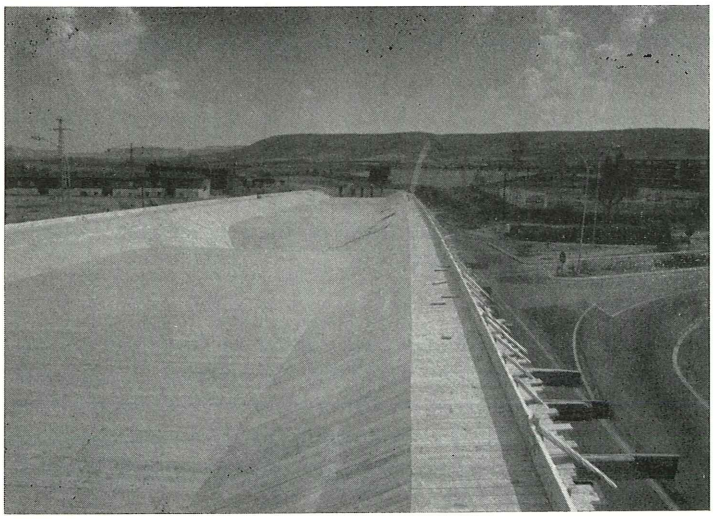


Fig. 40. Paso elevado CN-II en Guadalajara. Vista del encofrado exterior terminado.

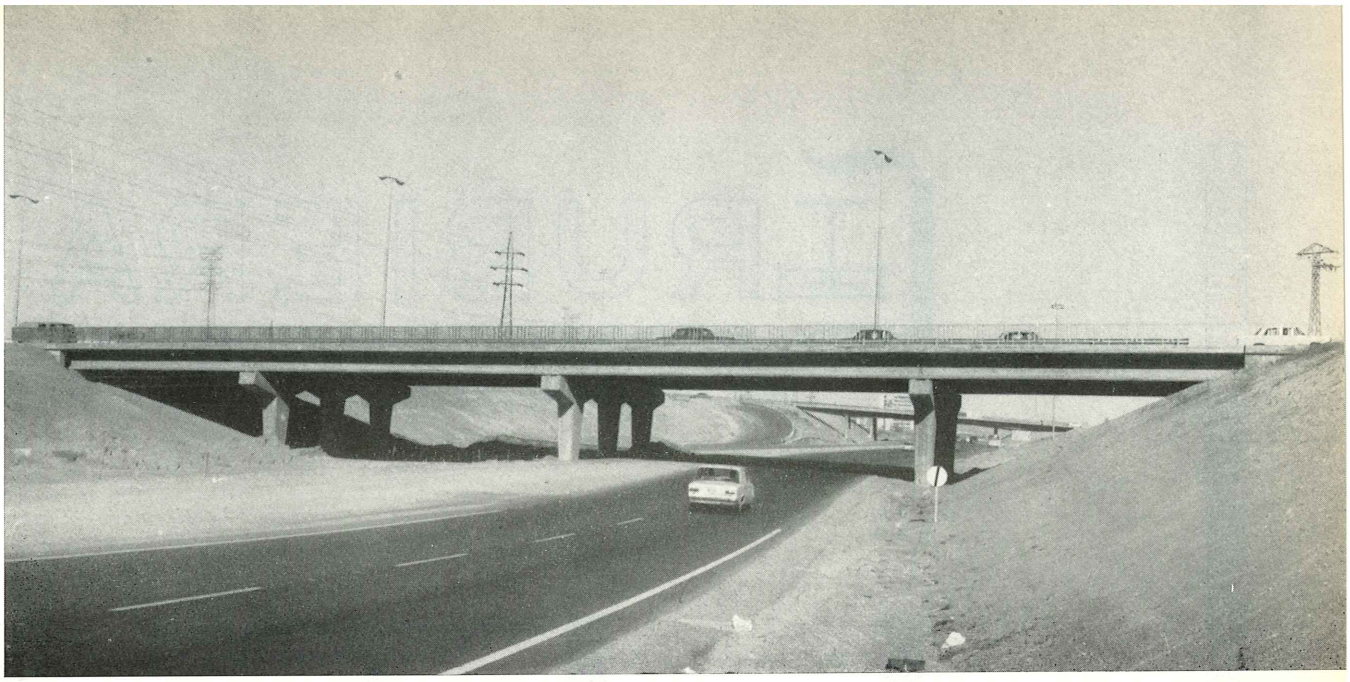


Fig. 41. Puente de Hortaleza sobre la Avenida de la Paz en Madrid.

Voy a terminar mostrando un puente realizado con vigas prefabricadas de serie, pretensadas con cordones ∅ 0,5", rectos, anclados por adherencia. Es el llamado Puente de Hortaleza (fig. 41), que cruza el tramo Norte de la Avenida de la Paz en Madrid.

Fue un proyecto realizado con gran urgencia, pues comenzados los estudios el 16 de marzo de 1975, la obra se abría al tráfico a primeros de mayo, lo que sólo fue posible gracias al empleo de vigas de serie y a una buena coordinación entre la Administración (Dr. Ingeniero Pascual de Juan, Jefatura Provincial de Carreteras de Madrid); Proyectista; Constructor (HUARTE Y Cía, S. A.), y fabricante de vigas (ALVISA).

En la figura 42 puede verse una vista inferior del tablero y en la 43 un detalle del pórtico que constituye la pila. Obsérvese también la barandilla compuesta por módulos independientes (como en Guadalajara), con un diseño muy simple y fácil de realizar con piezas tubulares y pletina, que nos parece acertado.

He mostrado este ejemplo de puente de vigas prefabricadas como intento de realizar una obra integrada, precisamente a través de los pórticos de las pilas. En mi opinión, es difícil lograr con vigas doble T una calidad plástica comparable a la de un tablero monolítico bien tratado, pero lo que tampoco es discutible es que permiten soluciones dignas y que ofrecen ventajas en determinados aspectos.

El proyecto de las obras aquí expuestas ha sido realizado por ARPING Estudio Técnico, habiendo contado el autor, a partir de 1973, con la inestimable colaboración de su colega, el Ingeniero de Caminos Aparicio Bengoechea.

Fig. 43. Puente de Hortaleza. Detalle de pilapórtico.

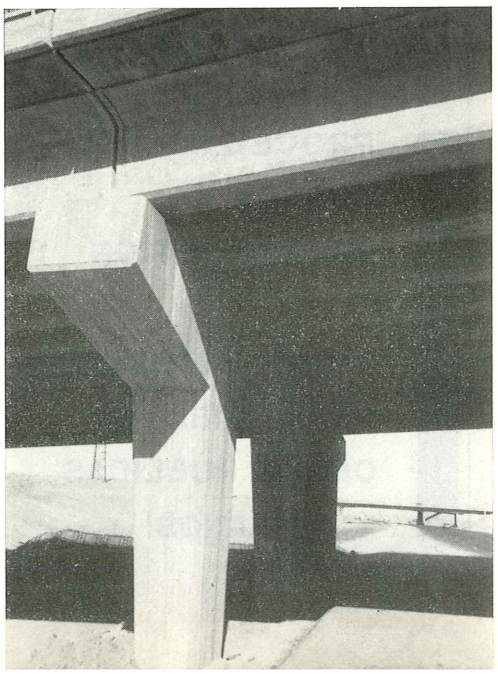
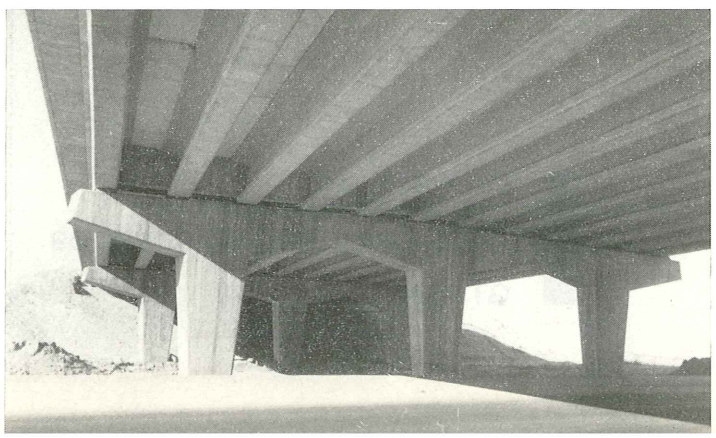
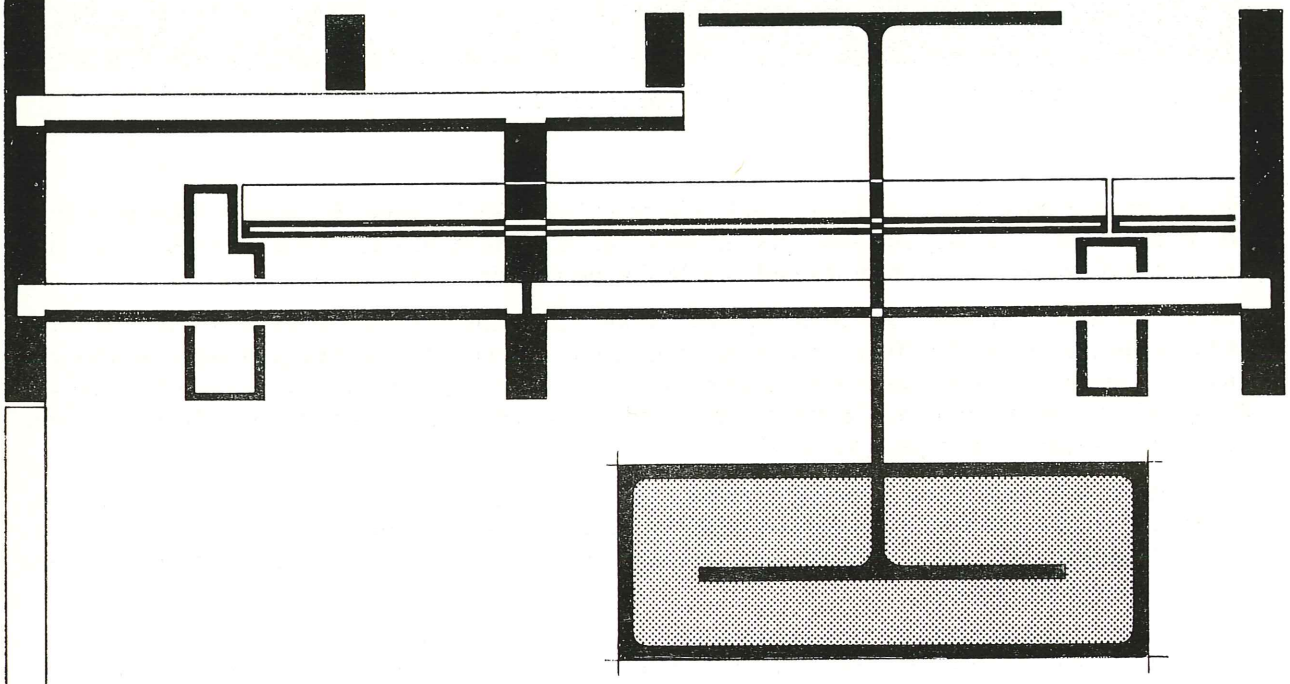


Fig. 42. Puente de Hortaleza. Vista interior.



RUBIERA
PREFLEX S.A.



PROCEDIMIENTOS NUEVOS DE CONSTRUCCION

VIGAS ESPECIALES PARA PUENTES OBRAS PUBLICAS Y EDIFICIOS

C/ URIA, 44
TELS. (985) 35 63 00 - 34 78 09
GIJON



Fig. 1

591 - 2 - 101

Ultimas realizaciones con vigas Rubiera Preflex

C. ALVAREZ PENALVA
Ingeniero de Caminos

Ya vimos en el artículo «Edificios singulares con vigas Rubiera Preflex», el campo de aplicación de las vigas Preflex, en la edificación. Tienen, además, una aplicación directa al campo de las obras públicas y, concretamente, a la construcción de puentes.

Las principales ventajas que se pueden buscar para su empleo son la prefabricación y la gran esbeltez con que se pueden utilizar.

A) PUENTES DE CARRETERA

Actualmente para construir puentes de carretera hasta, aproximadamente, 30 m de luz, hay en España diversas fábricas de vigas pretensadas que resuelven el problema a la perfección. Sin embargo, con estas soluciones prefabricadas creemos que no se llega económicamente, a soluciones superiores a 1/20 de esbeltez. Para resolver casos en los que se precisa gálibos más estrictos

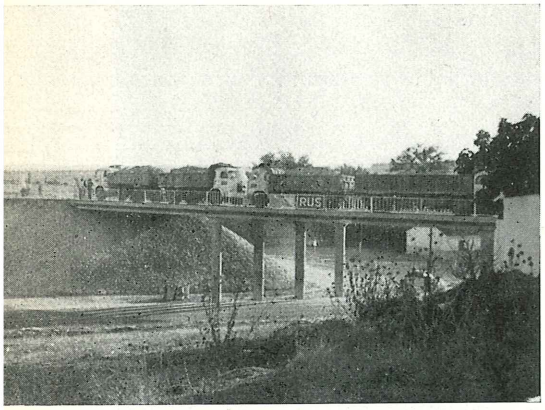


Fig. 2

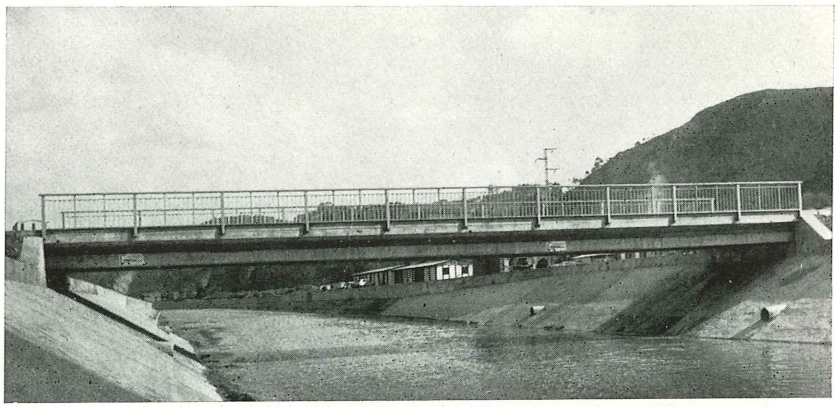


Fig. 3

se debe acudir a soluciones in situ, que también ven limitadas sus esbelteces para tramos apoyados, a 1/30 aproximadamente. Con las vigas Preflex se han llegado a realizar esbelteces de 1/40, y más en el caso de vigas continuas.

Para vanos mayores de 50 m las soluciones ya no son tan sencillas y los procedimientos empleados son diversos: cimbra, cimbra autoportante, voladizos sucesivos, carro de avance, empuje, etc.

Entre 30 y 50 m la solución es más difícil de escoger acertadamente. No hablamos de los casos de autopistas o grandes obras de carretera en los que la construcción de centenares de vigas permite la instalación de parques de prefabricación y la adquisición de potentes medios de lanzamiento, para vigas de 100 t de peso o más y de casi 50 m de luz.

Nos referimos para estas luces, a puentes aislados en los que a lo sumo haya que construir varias decenas de vigas. No creemos que resulte rentable instalar un parque de prefabricación y los medios antes citados para puentes más largos tampoco parecen apropiados.

En este caso, el disponer de vigas prefabricadas relativamente ligeras para que puedan ser transportadas a grandes distancias y montadas con facilidad, puede ser la solución más ventajosa. Es el caso de la vigas Preflex.

De entre los diferentes puentes de carretera realizados con vigas Preflex en España hemos comprobado que la mayor parte responden a las necesidades descritas anteriormente: en puentes de pequeña luz, un canto estricto; en luces mayores de 30 m un elemento prefabricado ligero.

Entre las últimas realizaciones españolas de puentes con vigas Preflex hemos escogido unos cuyos condicionantes han sido los antes expuestos:

En primer lugar presentamos un paso superior sobre la autovía Sevilla Alcalá de Guadaira, tramo de la carretera Sevilla - Málaga. Se trata de un puente de tres vanos, con una planta curva y con gran esviaje. El vano de la derecha está previsto para que por debajo pase otra calzada de la autovía. Aunque la luz libre entre pilas era de 13,65 m, en 2 de los vanos y de 8,10 en otro, debido al fuerte esviaje, las longitudes de las vigas oscilaron entre 17 y 23 m El canto resistente previsto fue de 65 cm con lo que en el vano de mayor luz se tenía una esbeltez algo superior a 1/35. Esta esbeltez estaba justificada porque, además del punto de vista estético, existía una razón económica de peso: cada centímetro que se rebajase el canto se economizaban 10.000 ptas. entre terraplenes, expropiaciones y pavimento asfáltico. Se barajaron varias soluciones, resultando la más económica ésta, frente a otras con canto de hasta 1,10 m. La construcción del puente no interumpió el tráfico de la carretera Sevilla - Málaga, debido a la prefabricación de las vigas. En la figura 1, se aprecia su notable esbeltez. El encofrado de madera, presentó, como es natural, dificultades de replanteo por la geometría tan compleja del puente, ya que su eje tenía en planta un acuerdo con clotoide y en alzado un acuerdo parabólico y el ancho y el peralte eran variables. En la figura 2, se observa una fase de la prueba de carga, y este es un aspecto del puente terminado.

El caso siguiente (fig. 3) ya mezcla las dos ventajas fundamentales que presenta el empleo de vigas Preflex: esbeltez y prefabricación. Se trata de un puente sobre la ría de Aboño, para el acceso al parque de carbones del mismo nombre. Existe aquí un problema de gálibo importante por una parte, porque la carretera de acceso atraviesa unos metros antes, un paso a nivel de Renfe, que fija el nivel superior de la rasante de la carretera y por otra parte el desagüe del canal fija el nivel inferior del puente. Con estos condicionantes el canto total del puente no podía pasar de 90 cm para una luz de 26,50 m. La esbeltez precisada es pues de 1/30 aproximadamente. La solución está formada por las vigas Preflex, sobre las que se hormigona una losa de hormigón de 20 cm de espesor. El montaje de las vigas se realizó con dos grúas automóviles, desde las orillas, aprovechando su peso reducido de 22 t para su longitud.

A continuación pasamos a puentes de más de treinta metros.

En primer lugar, un paso superior de Hospitalet sobre la autopista Barcelona - Tarragona. La necesidad del puente surgió posteriormente a la construcción de la autopista y su realización no pudo aprovecharla de la tipificación.

Se adoptó una solución de vigas Preflex con luces entre 31,5 y 33,5 m de longitud, debido al esviaje. El canto total fue de 1,60. Está previsto ensancharlo 3 m de cada lado, ensanche que se realizará el año próximo. En la figura 4, se aprecian las vigas durante su transporte a Barcelona.

Un caso más apropiado aún, se ha dado en un puente sobre el Bidasoa, en la localidad navarra de Vera, para acceso a las nuevas instalaciones de Laminaciones de Lesaca. El puente está formado por 3 vanos de 13 - 37 - 13. Los vanos laterales están realizados en hormigón armado mientras que el vano central lo componen dos vigas Preflex separadas 6 m entre ejes, con una losa de 25 cm de espesor que vuela 2 m a cada lado, consiguiendo los 10 m de ancho del tablero.

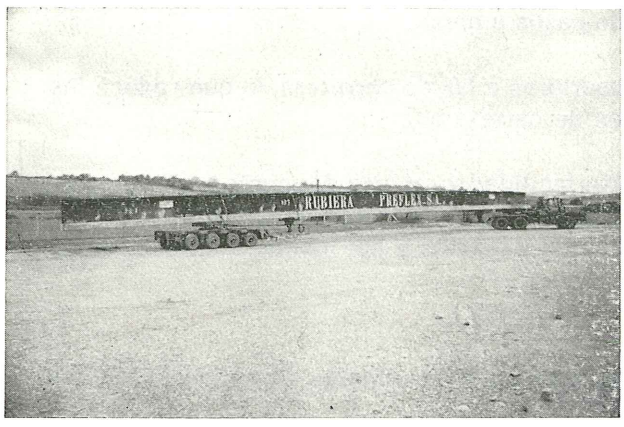
El proceso constructivo del tablero ha sido el siguiente: montaje de las vigas de 57 t de peso; hormigonado de la losa entre vigas, sin ningún apuntalamiento; hormigonado de los vanos laterales de hormigón con cimbra desde el suelo. Como se han previsto armaduras de continuidad entre el tramo Preflex y el de hormigón, el tablero se comportará como continuo para el peso propio de los vanos laterales y para cargas muertas y sobrecargas.

Para el montaje, a pesar de la longitud de las vigas y de la imposibilidad de acceso al cauce del río, no hubo necesidad más que de dos grúas automóviles colocadas en las orillas. En la figura 5, se aprecia la maniobra, que cuidadosamente estudiada permitió el montaje de las vigas en una mañana.

Fig. 5



Fig. 4



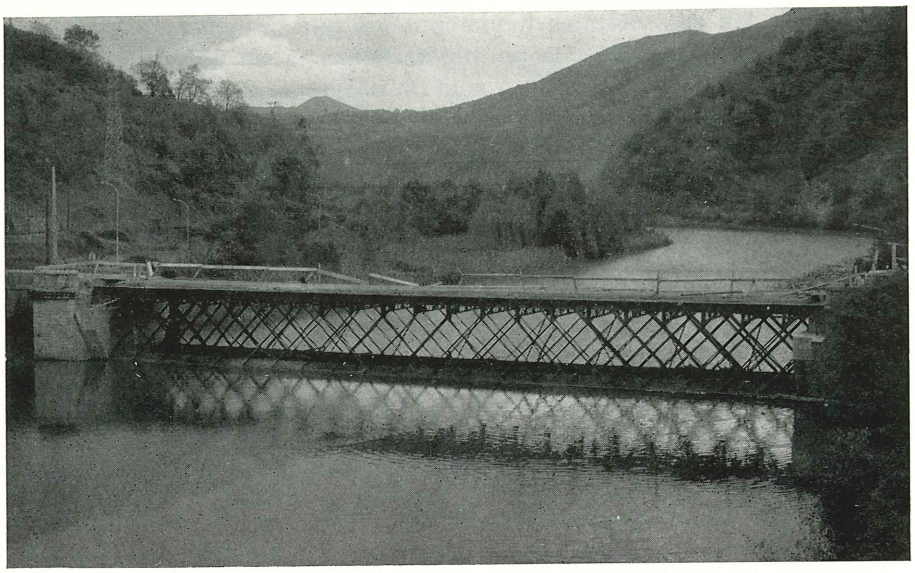


Fig. 6

Como último ejemplo de puentes de carretera presentamos uno sobre el río Nalón, actualmente en construcción, de 44 m de luz. Sustituye a otro metálico de tablero inferior de 4 m de canto y actualmente inundable (fig. 6), debido a que aguas abajo se encuentra la presa de la central térmica de Soto de Ribera. El canto máximo posible, teniendo en cuenta la coronación de la presa, es de 2 m. La solución que se está realizando tiene 1,70 m de canto total y está formado por tres vigas Preflex separadas 2,75 m, sobre las que se hormigona una losa de 20 cm de espesor. El ancho total del tablero es de 8,70 m.

En Gran Canaria se han realizado varios puentes de carretera, de 14 y 16 m de luz, el P-13, P-48 y el de la C-812, en varias urbanizaciones de Maspalomas.

B) PUENTES DE FERROCARRIL

Las razones que antes exponíamos para la utilización de las vigas Preflex en puentes de carretera, no sólo son válidas para puentes de ferrocarril, sino que se refuerzan.

En efecto, los puentes de ferrocarril que ahora se construyen, salvo los de nuevas líneas, son substituciones de puentes antiguos o supresiones de pasos a nivel.

Por otra parte, las cargas del ferrocarril son muy superiores a las de carretera, lo que reduce las esbelteces que se pueden conseguir para los puentes de carretera.

Las vigas Preflex presentan las ventajas de una gran facilidad y rapidez de montaje y unos cantos muy reducidos. Además, debido a la preflexión y al hormigón precomprimido del ala inferior, el perfil metálico tiene constantemente unas tensiones muy fuertes y del mismo sentido que las que aparecen bajo cargas máximas.

De esto se deduce una mayor resistencia a la fatiga y al impacto, efectos importantes en los puentes de ferrocarril.

Estas circunstancias hacen que sean una solución muy adecuada para cualquier puente de luces cortas y medias.

Entre los más destacados figuran los que a continuación se describen.

El que se observa en la figura 7, es uno de la línea Sevilla Aznalcóllar, sobre la autovía de Camas a Santiponce. Está formado por 4 vanos de 13,40 - 19,85 - 19,85 - 13,40. Transversalmente está constituido por 2 vigas Preflex, una debajo de cada carril, y una losa de hormigón armado. El canto total es de 1 m, con lo que obtenemos una esbeltez de casi 1/20 para los vanos centrales. El puente se hizo a nivel del suelo y después se excavaron las tierras para dar paso a la autovía.

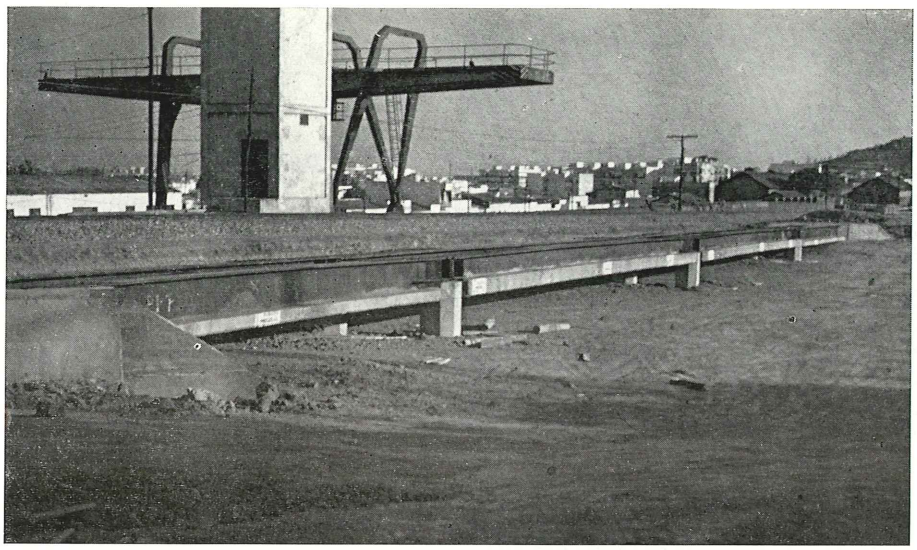


Fig. 7

La prueba de carga se pudo hacer, aprovechando esta circunstancia con mucha precisión, obteniéndose resultados favorables.

Otro puente, actualmente realizado, del que no disponemos fotografías, es sobre el río Oñar, en Gerona. Substituye a otro existente, inundable en las crecidas del río. Para conseguir mayor desagüe ha habido que acudir a una luz de cálculo de 27,50 m. Son tres vías y varias aceras de peatones. Se resuelve con una viga debajo de cada carril, con un canto total resistente de 1,65. Esbeltez 1/17.

Muy interesantes son los puentes de la línea Veriña - Puerto del Musel. Todos los pasos inferiores se han resuelto con vigas Preflex. El más importante es el paso sobre la N-630, puente del Musel. Está formado por 3 vanos de 26,50 m de luz para doble vía. Su canto, para no deprimir la carretera que pasa por debajo, ha sido de 1,30 m. Su esbeltez, por lo tanto, es de 1/21. En la figura 8, se ven aspectos del tablero, ya terminado.

El paso sobre la calle Manuel Alvarez, de esta misma línea, está formado por dos vanos de 13 m de luz. Como siempre hay una viga debajo de cada carril. Las pilas, para conseguir la esbeltez requerida para mantener el ancho de la calle, se han realizado en acero recubiertas de hormión, haciéndolas trabajar en forma de pilar mixto.

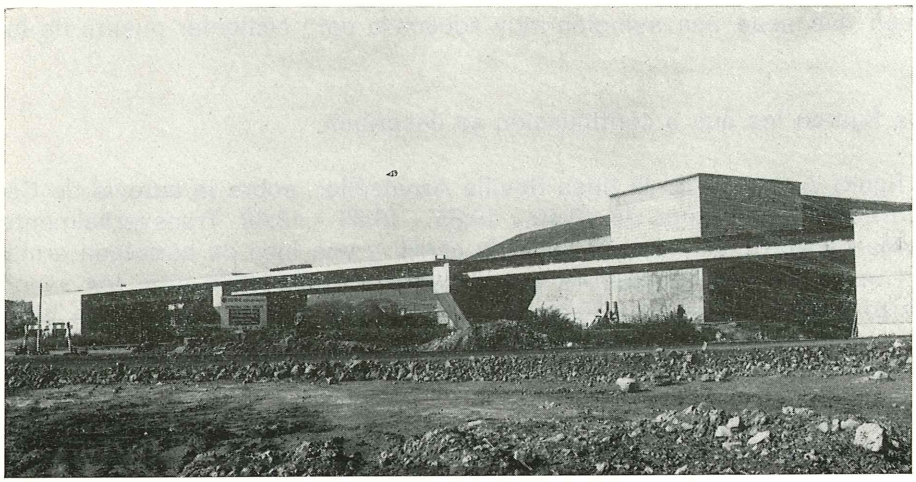


Fig. 8

Fig. 9

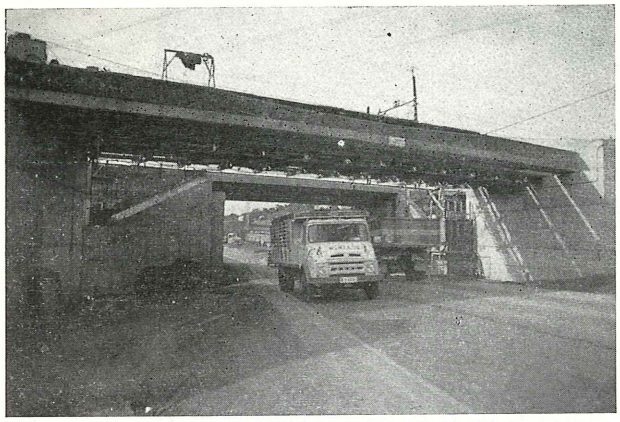


Fig. 10

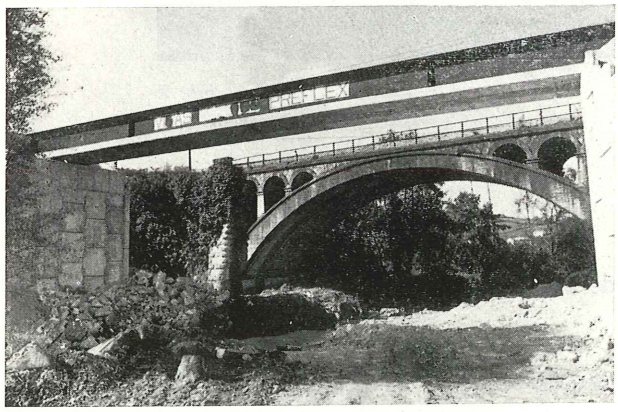
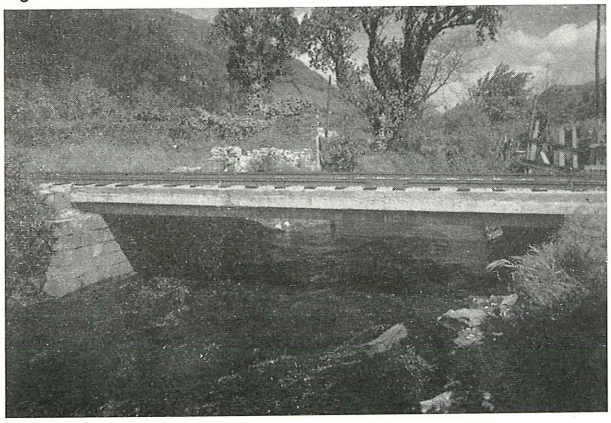


Fig. 11



Paralelo a otro puente construido hace varios años también con vigas Preflex, se está construyendo este otro, también para la línea Veriña - Musel. De doble vía, su luz pasa a 23,60 m con un canto de 1,15 m, con lo que estamos también en 1/21 de esbeltez. El encofrado de la losa entre vigas se realiza apoyándolo en los perfiles que se aprecian en la figura 9, y que cuelgan de las vigas, independizando su construcción del suelo.

En la doble vía Oviedo - Gijón se está construyendo otro puente sobre el río Nora, con vigas de 29 m sobre estribos de tierra armada (fig. 10).

Por último, y como ejemplos de puentes de ferrocarril de mayor esbeltez citaremos un puente para FEVE en San Sebastián, de 17 m de longitud y 0,70 m de canto, con una esbeltez de 1/24, y otro sobre el río Turón de 17,5 m de longitud, con 0,45 m de canto total (fig. 11).

En este último caso se necesitó colocar dos vigas debajo de cada carril. En ambos casos, el canto era tan estricto porque se trataba de substituir tableros metálicos inferiores en malas condiciones.

591 - 2 - 102

Consideraciones sobre los viaductos con tableros de vigas

Realizaciones y perspectivas para el futuro

J. A. LLOMBART
Dr. Ingeniero de Caminos

En el último Congreso de la Federación Internacional del Pretensado celebrado en Nueva York el pasado año, tuvimos la oportunidad de observar la tendencia seguida por muchos países en construir preferentemente los viaductos de gran longitud con tableros de hormigón in situ mediante las más variadas técnicas constructivas. Fueron escasos los viaductos con vigas presentados en la exposición de realizaciones, sin que llegásemos a saber realmente si ello era debido a que se están construyendo en menor proporción, o bien, si su mención carecía del suficiente interés técnico como para ser comentados en un certamen internacional en que normalmente se suelen exponer los temas que representan una novedad o una aportación.

Aunque todos conocemos excelentes realizaciones de viaductos con vigas, la imagen que tenemos de ellos suele ser poco favorable debido a que recordamos una serie de defectos comunes entre los que cabría citar: Deformaciones en la calzada que se incrementan con el tiempo, fisuración en las losas de tablero, deficiencias en la calidad del hormigonado in situ que sirve de unión entre elementos prefabricados, falta de estética, en ciertos casos en que el diseño y conjunción de elementos estructurales sólo ha respondido a una idea de tipificación y al deseo de lograr la mayor rapidez en la ejecución del proyecto, etc., y cabe preguntarnos si convendría tender a abandonar paulatinamente la construcción de puentes con vigas, o bien, si debemos seguir realizándolos convencidos de que los defectos apuntados no son generalizables al sistema, sino al hecho de haberse perseguido el logro de economías a corto plazo y a una falta de exigencia en la calidad durante una época pasada en que la técnica del pretensado era poco conocida y no estaba tan difundida como en el día de hoy.

Mi intención es mostrar un punto de vista y unas conclusiones relativas a la conveniencia de seguir realizando en España los viaductos con vigas junto con los requisitos técnicos exigibles, al tener en cuenta que todavía quedan muchos kilómetros de autopistas y carreteras por construir y debemos pensar consecuentemente en adoptar para los puentes, las soluciones más económicas y duraderas en beneficio de la colectividad, debiendo pensar además en sistemas constructivos que permitan realizar las obras con la máxima rapidez, de acuerdo con los estrictos plazos de ejecución que hoy día se suelen exigir.

Las consideraciones que voy a exponer están basadas en la reciente experiencia de unos puentes cuya construcción ha concluido en el presente año y de otros que se encuentran en un proceso de ejecución suficientemente avanzado como para poder anticipar resultados y establecer conclusiones.

Todos los puentes que voy a mostrar tienen una característica común: Han sido proyectados por la misma empresa constructora encargada de realizar la obra. Ello nos permite analizar en su conjunto, la idea perseguida en el proyecto y su compatibilidad con los aspectos constructivos que condicionan el ritmo de la obra, calidad y economía.

Algunos de los puentes que voy a mencionar tienen vigas con sección en V. Sería injusto dejar de constatar el hecho de que fue Alfredo Páez quien en el año 1967 creó para el Viaducto de Moncada en Barcelona y para otros varios viaductos de la Autopista Barcelona-La Junquera y Variante de San Sebastián, una viga con dicha sección para una luz de 35 metros, sin la existencia de diafragmas transversales interiores. Las vigas, de gran esbeltez, fueron utilizadas para formar los tableros de los puentes con la única unión a través de una losa superior, sin la necesidad de riostra alguna. Quisiera, pues, agradecer públicamente a Alfredo Páez la magnífica aportación técnica realizada en la concepción de aquellos puentes, de cuya experiencia constructiva nos hemos basado posteriormente para desarrollar nuevos proyectos con vigas de secciones similares y de diversas características geométricas, en función de las dimensiones y problemas específicos de cada una de las nuevas obras en que sus circunstancias han aconsejado el empleo de vigas con tal sección.

Paso a continuación a mostrarles primeramente una serie de puentes realizados con vigas de sección en V.

VIADUCTO SOBRE EL RIO ULLA, cerca de Santiago de Compostela (fig. 1).

Características principales: Longitud, 332 m; anchura, 12 m; distancia entre ejes de pilas, 35,60 metros; altura máxima sobre el cauce del río, 30 m. Obra ejecutada por Caminos y Puertos e inaugurada en febrero de 1975.

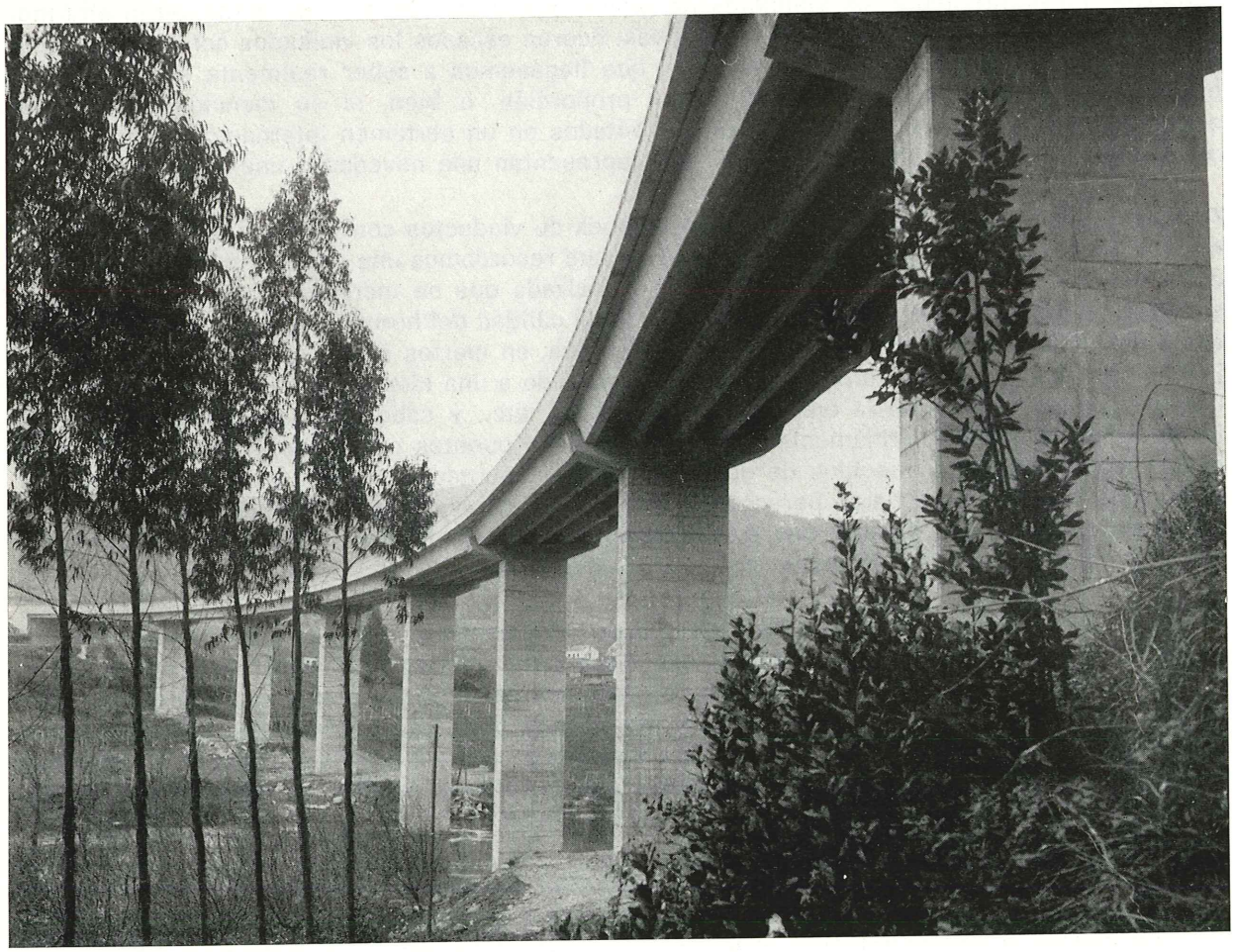


Fig. 1

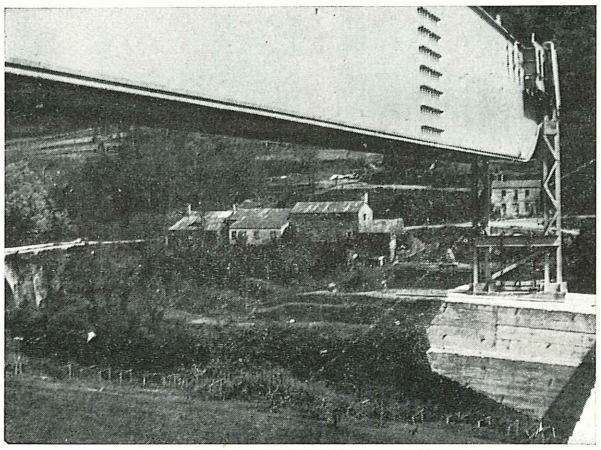


Fig. 2

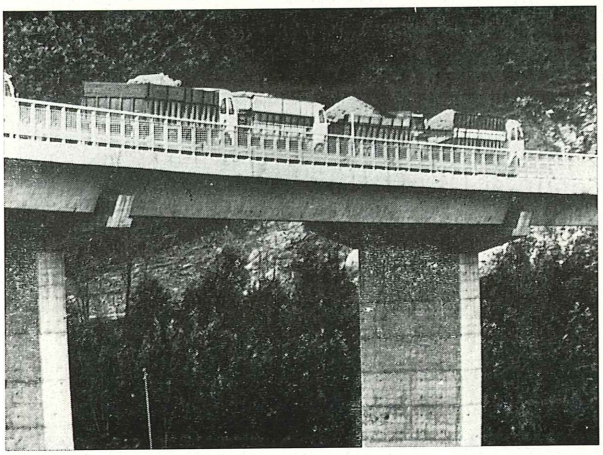


Fig. 3

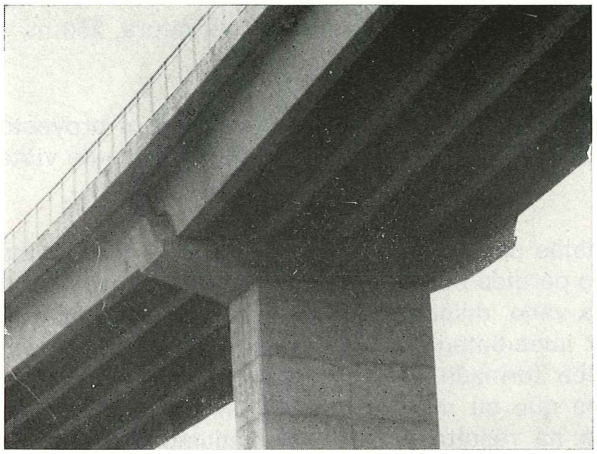


Fig. 4

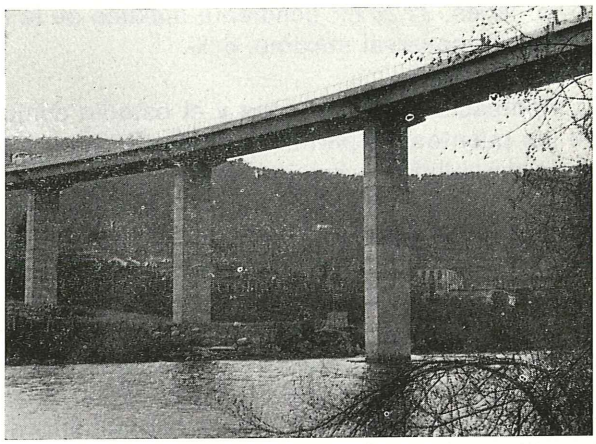


Fig. 5

Un aspecto interesante de esta obra, lo constituye el hecho de haberse concebido el puente contando con el carro de lanzamiento, cuyos aparatos de apoyo y mecanismos auxiliares de ripado, se proyectaron simultáneamente con la propia obra de fábrica. Ello hizo posible disponer unos dinteles de mínimas dimensiones en planta (fig. 2), compatibles con los 30 cm de anchura de las patas metálicas de soporte de la viga de lanzamiento. Las maniobras de colocación de las vigas y avance del propio carro de lanzamiento se llevaron a cabo sin dificultades, a pesar del escaso espacio disponible sobre el dintel para apoyo de elementos auxiliares. Las reducidas dimensiones del dintel, además de no plantear problemas estéticos, contribuyeron a que la resultante de las cargas verticales motivadas por las reacciones de apoyo de las vigas de cada tablero, actuase siempre en el interior del fuste, de sección hueca, proporcionando estados de compresión compuesta, aún en la hipótesis de un tablero cargado con el contiguo descargado. Ello permitió un dimensionamiento muy favorable de la sección de hormigón con una cuantía mínima de armaduras.

Puede verse en la figura 3, la zona de apoyo de las vigas sobre la parte superior del dintel, que estructuralmente trabaja a flexión como una sección en T invertida y cuyo ensanchamiento inferior es, en realidad, un elemento de transición entre el dintel propiamente dicho y el fuste, mucho más ancho que la zona de apoyo de vigas, que como hemos visto, es de reducidas dimensiones. Dicho elemento tiene además la misión de ocultar el extremo final inferior de las vigas, sin que quede a la vista la junta entre vigas y dinteles, que podría afear la construcción (fig. 4).

En conclusión, hemos podido ver que un diseño del dintel apropiado a la técnica constructiva ha contribuido a aportar cualidades estéticas y económicas, en lo que se refiere al hormigón y acero utilizado en las pilas, proporcionando con ello un amplio margen para proyectar y construir un tablero de calidad y holgadas condiciones de seguridad, sin que el conjunto de la obra se resintiese en la economía. (Véase un aspecto de la obra terminada en fig. 5).

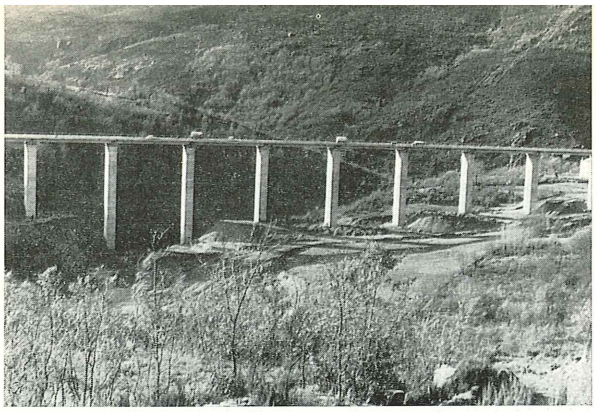


Fig. 6

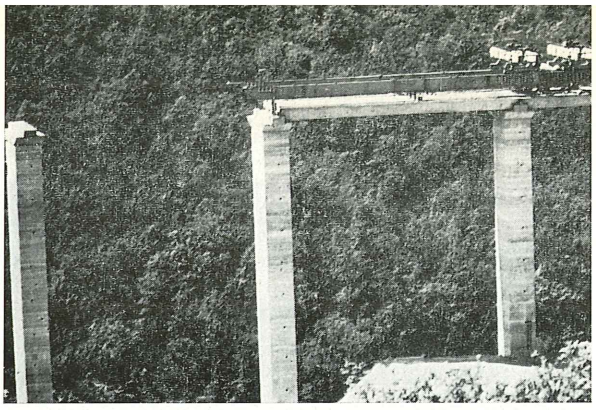


Fig. 7

VIADUCTOS DEL TRAMO REQUEJO-LA CANDA de los accesos a Galicia (fig. 6).

Existen cuatro viaductos de características similares. Número total de vanos, 37. Altura máxima, 65 m; luces, 32,20 m; pendiente máxima de la rasante, 6 %; radio mínimo de curvatura, 250 m, y peralte transversal máximo, 6 %.

La tipificación de elementos y el estudio conjunto de los medios constructivos con el proyecto de los puentes, ha permitido realizarlos con interesantes características, desde el punto de vista de la durabilidad y funcionalidad.

Las vigas, de sección en V, se han lanzado provistas de un cierre superior formado por placas prefabricadas destinadas a constituir un encofrado perdido de la losa superior del tablero, de forma que una vez colocadas las cinco vigas de cada vano, dispuestas a tope, existía una superficie accesible y por tanto, con posibilidad de iniciar inmediatamente la construcción del resto del tablero. La armadura de las losas superiores estaba formada por mallazos de gran superficie, elaborados expresamente para esta obra, de forma que su máxima dimensión coincidía con la anchura total del puente, por lo que su colocación ha resultado ser extremadamente rápida y sencilla. (Véanse figs. 7, 8 y 9). El hormigonado in situ, con la ayuda de los pórticos-grúa del carro de lanzamiento se ha efectuado desde delante hacia atrás, según el sentido de avance de la construcción, lo cual ha permitido constituir la unión de la losa de cada vano en ejecución con la del anterior, ya endurecida, sin que el proceso de hormigonado alterase el isostatismo de cada uno de los tableros para el peso propio de los mismos. Las juntas de dilatación se han dispuesto cada 4 vanos como máximo, con una separación entre ellas de 128 m.

La construcción de los tableros se ha realizado a un ritmo de avance de 3 vanos completos por semana. Puede verse en la figura 10 un estado de la obra de uno de los viaductos en marzo del presente año, la misma perspectiva (fig. 11) dos meses después.

Otro objetivo tenido en cuenta ha sido el de limitar las deformaciones a largo plazo de los tableros, que tan molestas resultan para el tránsito rodado. El pretensado longitudinal de las vigas se ha dimensionado con la condición de que la magnitud del momento de pretensado para tiempo infinito, actuante sobre la sección total del tablero, fuese aproximadamente igual en valor absoluto al momento debido a las cargas permanentes. La fluencia del hormigón producirá, por tanto, acortamientos longitudinales en los tableros, pero no giros en las secciones, con lo que no existirán deformaciones diferidas apreciables para los usuarios de los puentes. Ciertamente, tal medida ha exigido una cantidad de acero de pretensado que podría haberse rebajado, por el hecho de que las vigas, en clase I, estarán sometidas a una compresión mínima de 15 kg/cm^2 bajo las hipótesis de carga más desfavorables, con un coeficiente de seguridad a la rotura por flexión igual a 2,3. Sin embargo, resulta evidente que la economía de unos pocos kilogramos de acero pretensado por metro cuadrado de puente, hubiese resultado inapreciable en el conjunto de una obra de tal envergadura, perdiéndose en cambio, las ventajas funcionales descritas.

Las pilas han sido construidas con encofrados deslizantes. Son de sección rectangular hueca con paredes de 35 cm de espesor y están desprovistas de diafragmas horizontales y tabiques verticales interiores, con lo que el avance de su construción se ha realizado sin interrupciones a lo largo de toda su altura. (Figs. 12, 13 y 14).

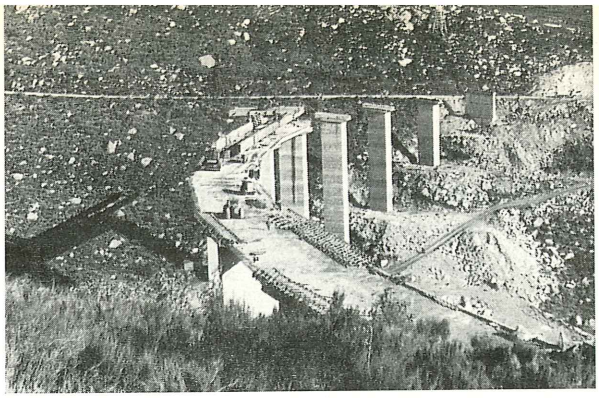


Fig. 8

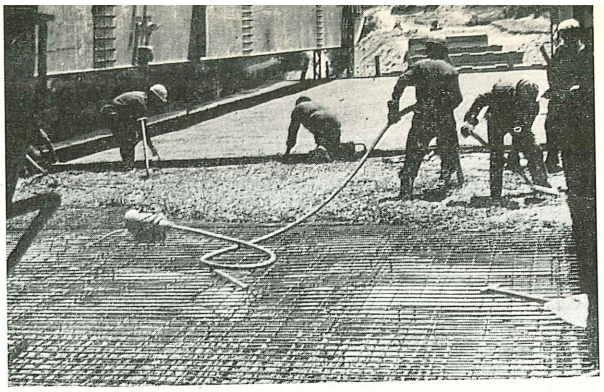


Fig. 9

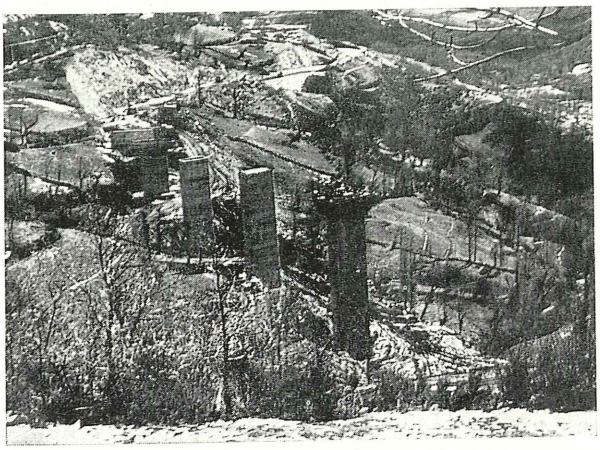


Fig. 10

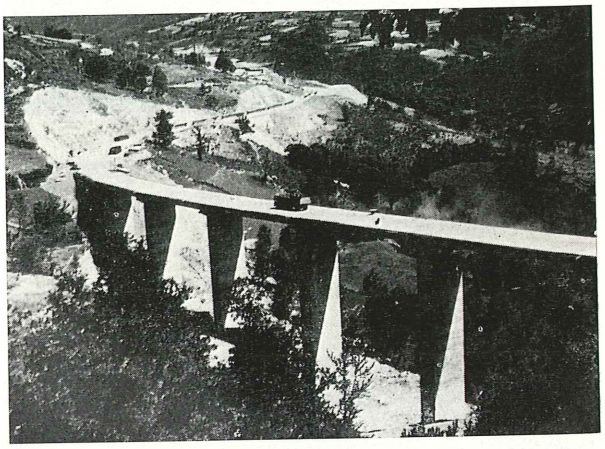


Fig. 11

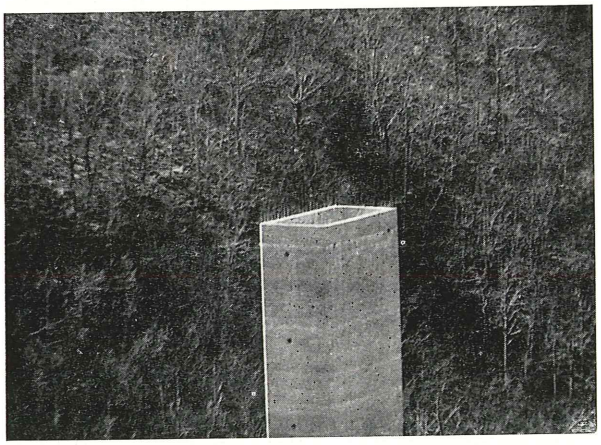
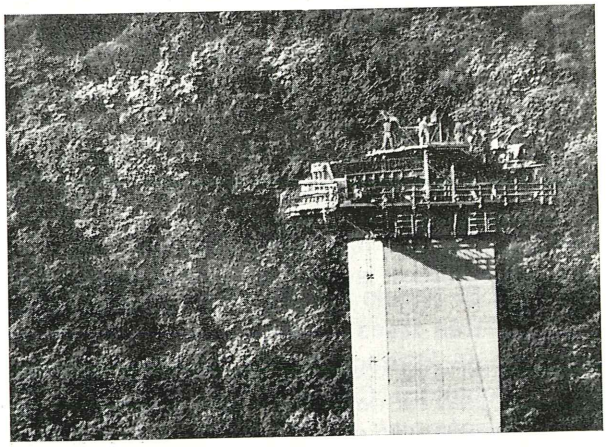


Fig. 12

Fig. 14



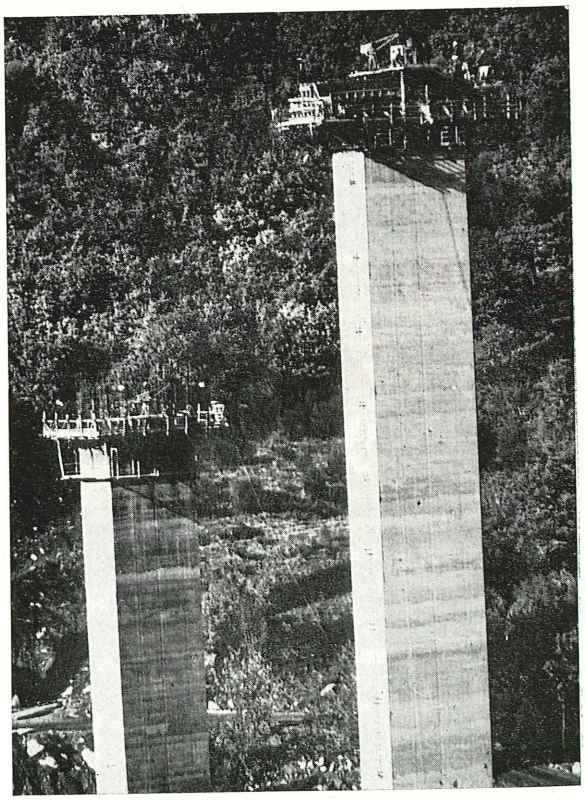


Fig. 13

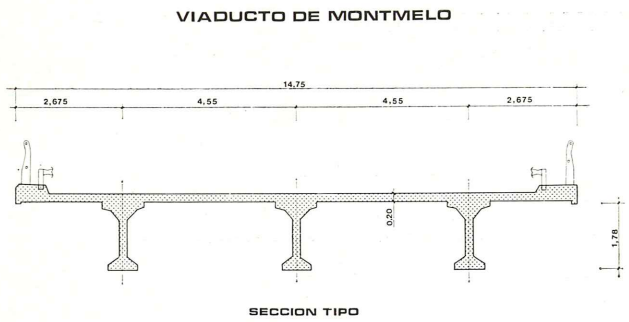


Fig. 19

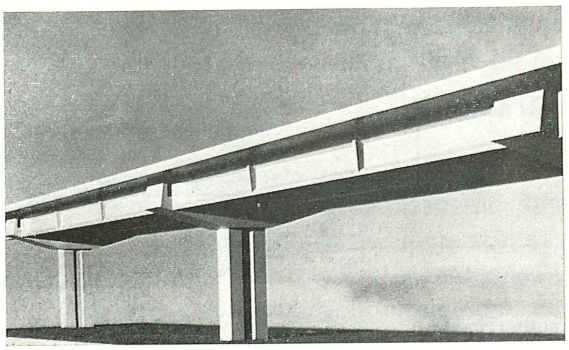


Fig. 20

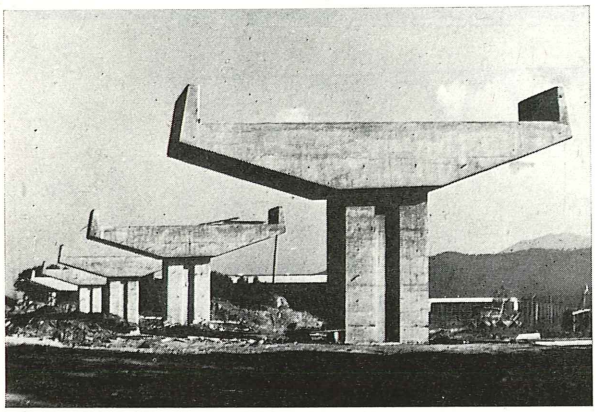


Fig. 21

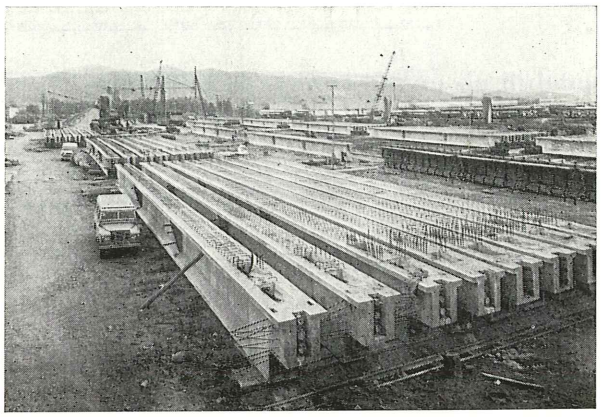


Fig. 22

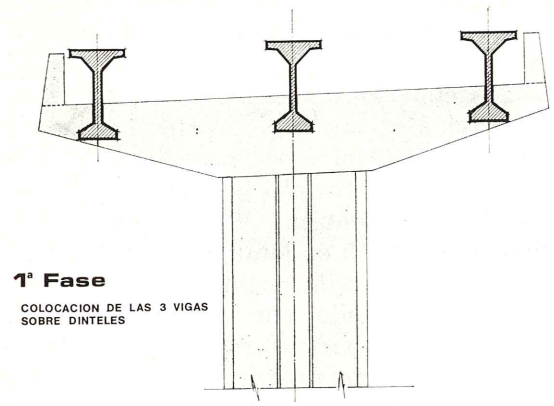


Fig. 23

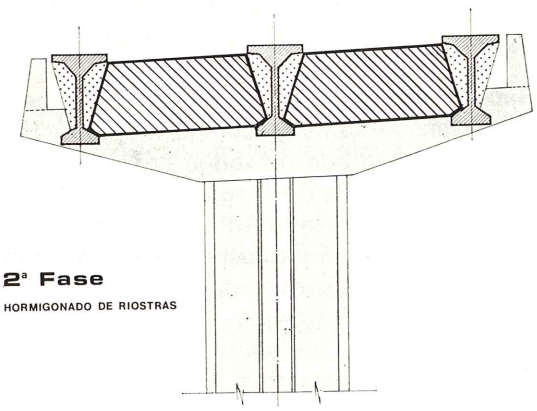


Fig. 24

rón de Ronda de Barcelona (B-30), con la Autopista Barcelona-La Junquera. La empresa constructora es Caminos y Puertos, S. A.

Cada tablero, con cerca de 15 m de anchura (fig. 19) está constituido únicamente por 3 vigas con una separación de 4,55 m entre ejes, con una losa superior de 20 cm de espesor. Se disponen 2 riostras de hormigón armado en cabezas y otras 2 riostras pretensadas. (Véase en la fig. 20 una perspectiva de la maqueta y en figuras 21 y 22, dos aspectos de la obra en su estado actual).

El proceso constructivo es el siguiente:

1.ª *fase. Construcción de pilas y dinteles y colocación de las vigas mediante grúas* (fig. 23).

2.ª *fase. Ejecución de riostras hormigonadas in situ* (fig. 24).

3.ª fase. Pretensado de riostras (fig. 25).

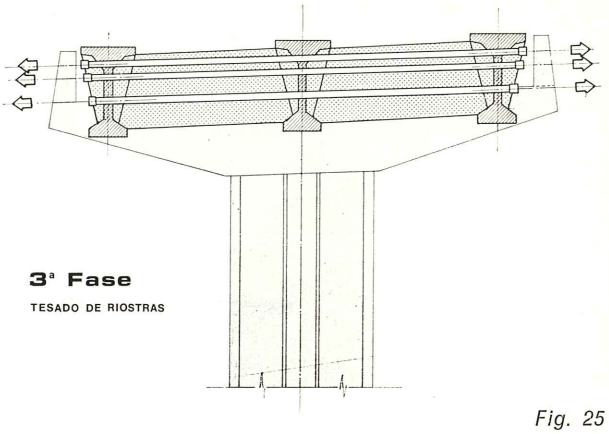


Fig. 25

Esta fase es necesario realizarla antes de construir la losa de tablero. Al quedar las vigas arriostradas rígidamente en el sentido transversal, se logra igualar sensiblemente sus flechas para el caso de carga simétrica motivada por el peso propio del tablero. Las vigas de borde no resultarán sobrecargadas, a pesar de los voladizos existentes en la losa de tablero y de la carga vertical permanente que actuará en su extremo como consecuencia del peso propio de las aceras, barandilla y valla de seguridad. Ello ha permitido un dimensionamiento muy equilibrado de las 3 vigas, de idénticas características geométricas. El pretensado longitudinal de las vigas de borde es ligeramente superior al de la central, debido únicamente a los esfuerzos motivados por las sobrecargas de tráfico situadas sobre el tablero en posición excéntrica.

4.ª fase. Colocación de losetas semirresistentes prefabricadas sobre las vigas (fig. 26).

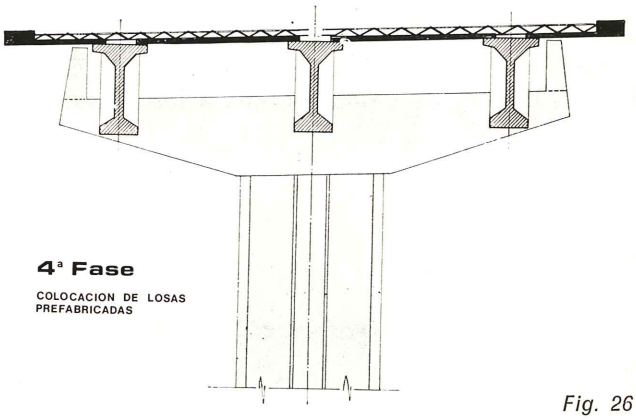


Fig. 26

Las losetas constituidas por un fondo de hormigón de 6 cm de espesor, con una estructura espacial superior formada por redondos de acero electrosoldados, sirven como encofrado del resto de la losa, colaborando estructuralmente en conjunto en fases posteriores.

Una vez colocadas las losetas se sitúan los cables de pretensado transversal y las armaduras pasivas longitudinales.

El macizamiento extremo tiene el doble objeto de alojar los anclajes de pretensado transversal y evitar la disposición de un encofrado lateral para el posterior hormigonado in situ (fig. 27).

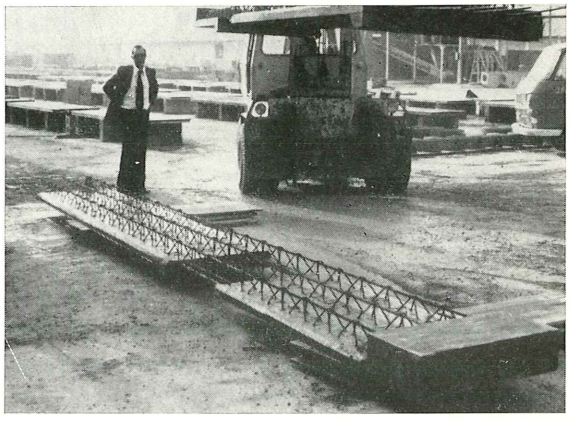


Fig. 27

La estructura espacial formada por redondos de acero, tiene la doble misión de resistir la flexión local entre vigas de todo el peso propio de la losa de tablero antes de endurecer el hormigón de la zona superior y la de transmitir los esfuerzos rasantes existentes en la superficie de contacto entre las losetas prefabricadas y el resto del hormigón in situ, bajo la acción de las sobrecargas.

5.ª fase. Hormigonado de la losa (fig. 28).

Con este sistema de hormigonado existe posibilidad de enlazar tableros contiguos. En este viaducto se dispone una junta de dilatación cada 3 vanos.

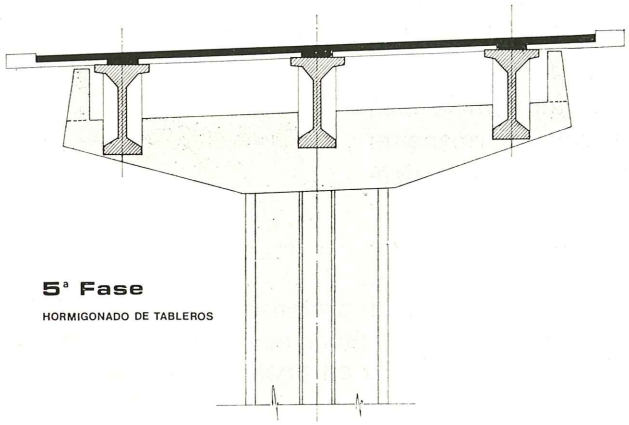


Fig. 28

6.ª fase. Pretensado transversal de la losa superior de tablero (fig. 29).

La losa de tablero, de escasa rigidez frente a la de las riostras, no colabora sensiblemente en el reparto transversal de las cargas de tráfico, con lo que se le confía exclusivamente la transmisión directa de dichas cargas a las vigas, según el esquema de una placa continua con tres

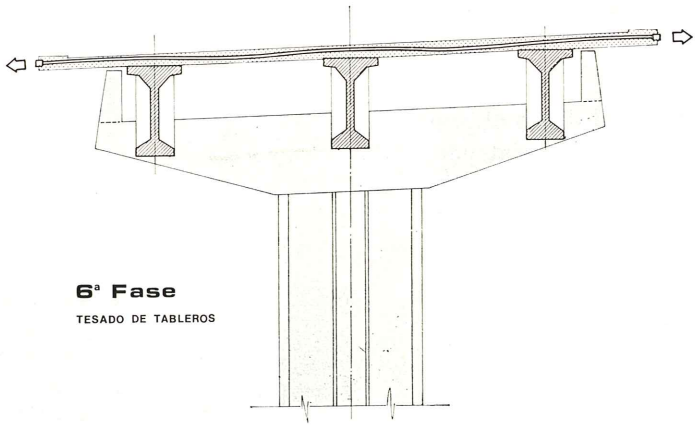
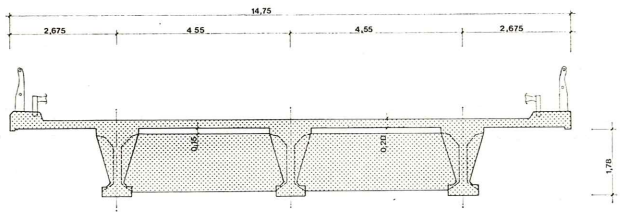


Fig. 29

apoyos lineales. La flexión tiene una dirección dominante y es resistida con la ayuda del pretensado transversal. Por dicho motivo, las riostras quedan separadas de la losa de tablero, existiendo un espacio libre de 15 cm entre ambas, ya que su interacción no solamente es innecesaria, sino que alteraría negativamente el esquema adecuado de flexión en la losa de tablero (fig. 30).

El hecho de pretensar transversalmente el tablero, proporciona óptimas condiciones mecánicas para la transmisión del esfuerzo rasante transversal entre losetas y el resto de la losa propiamente dicha, ya que el hormigón se encuentra permanentemente comprimido y por tanto, sin fisuración.



SECCION TIPO EN RIOSTRA

Fig. 30

7.ª fase. Construcción de impostas, aceras, barandillas y pavimento (fig. 31).

Las fases constructivas descritas no presuponen la necesidad de tener que concluir todo un tablero para iniciar el siguiente. Al contrario, existen distintos equipos independientes que actúan simultáneamente como en un proceso industrializado recorriendo la obra con operaciones repetitivas. A pesar de la aparente complejidad de las citadas fases, la tipificación simplifica el proceso constructivo proporcionando las consiguientes ventajas, dada la envergadura de la obra.

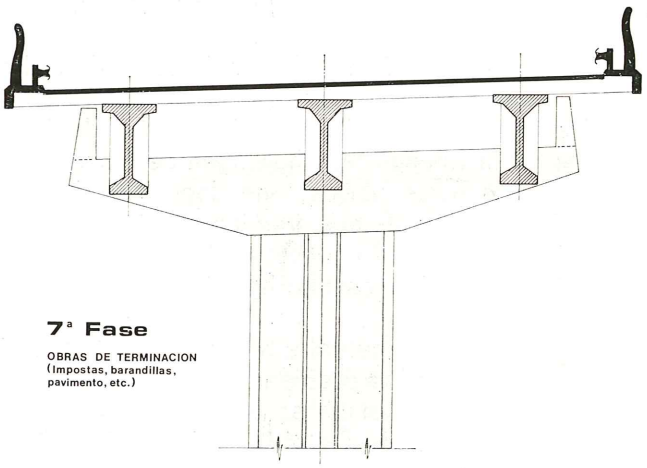


Fig. 31

Además de mantener las características funcionales que se exigen hoy en cuanto a una máxima supresión de juntas de dilatación, deben añadirse otras ventajas estructurales en favor de la durabilidad: Los tableros, constituidos por vigas, riostras y losas superiores se encontrarán en compresión permanente longitudinal y transversal con el puente en servicio, lo que no es común en los puentes de vigas que hoy se construyen.

La condición de imponer un estado permanente de compresión en las losas de tablero ha proporcionado un coeficiente de seguridad a la rotura por flexión que oscila entre 2,7 y 4,6 según las distintas zonas. Tal medida no implica, sin embargo, una superabundancia de acero, sino que la economía en tal sentido es notoria. La cantidad media de acero en alambre de alta resistencia es la siguiente: Pretensado longitudinal, 11 kg por m^2 de tablero y la suma del acero pretensado transversal de riostras y losa superior, 9 kg por m^2. La cantidad de acero pasivo es moderada, ya que su misión es secundaria por el hecho de encontrarse el hormigón bajo un estado de compresión biaxial. El acero correspondiente a la estructura espacial queda integrado como armadura pasiva, por lo que su aprovechamiento es total.

Una vez comentados los aspectos fundamentales de estos viaductos quisiera permitirme establecer unas conclusiones: Las ventajas derivadas del ahorro de materiales y de la posibilidad de tipificación, deben repercutir en una economía a largo plazo en beneficio de la colectividad y si tenemos en cuenta que nos quedan muchos viaductos por construir en España, es lógico que pensemos en la solución con vigas, por ser, en general, la más ventajosa en lo referente a los conceptos antedichos. Ahora bien; para que la economía sea real y a largo plazo, es necesario intensificar las exigencias relativas a la calidad, no solamente durante la construcción, sino para definir los criterios fundamentales de proyecto.

Las losas de tablero, con grandes superficies expuestas a la intemperie requieren los mayores cuidados. Una buena impermeabilización del trasdós puede constituir una eficaz medida de protección y en cuanto al intradós, quizá la mejor protección sea la del propio hormigón trabajando a compresión y sin fisuras, es decir, con pretensado transversal. La conveniencia de tal medida es aplicable únicamente a los puentes con vigas de sección en T, puesto que las vigas con sección en V o en U ya proporcionan a la losa una eficaz protección.

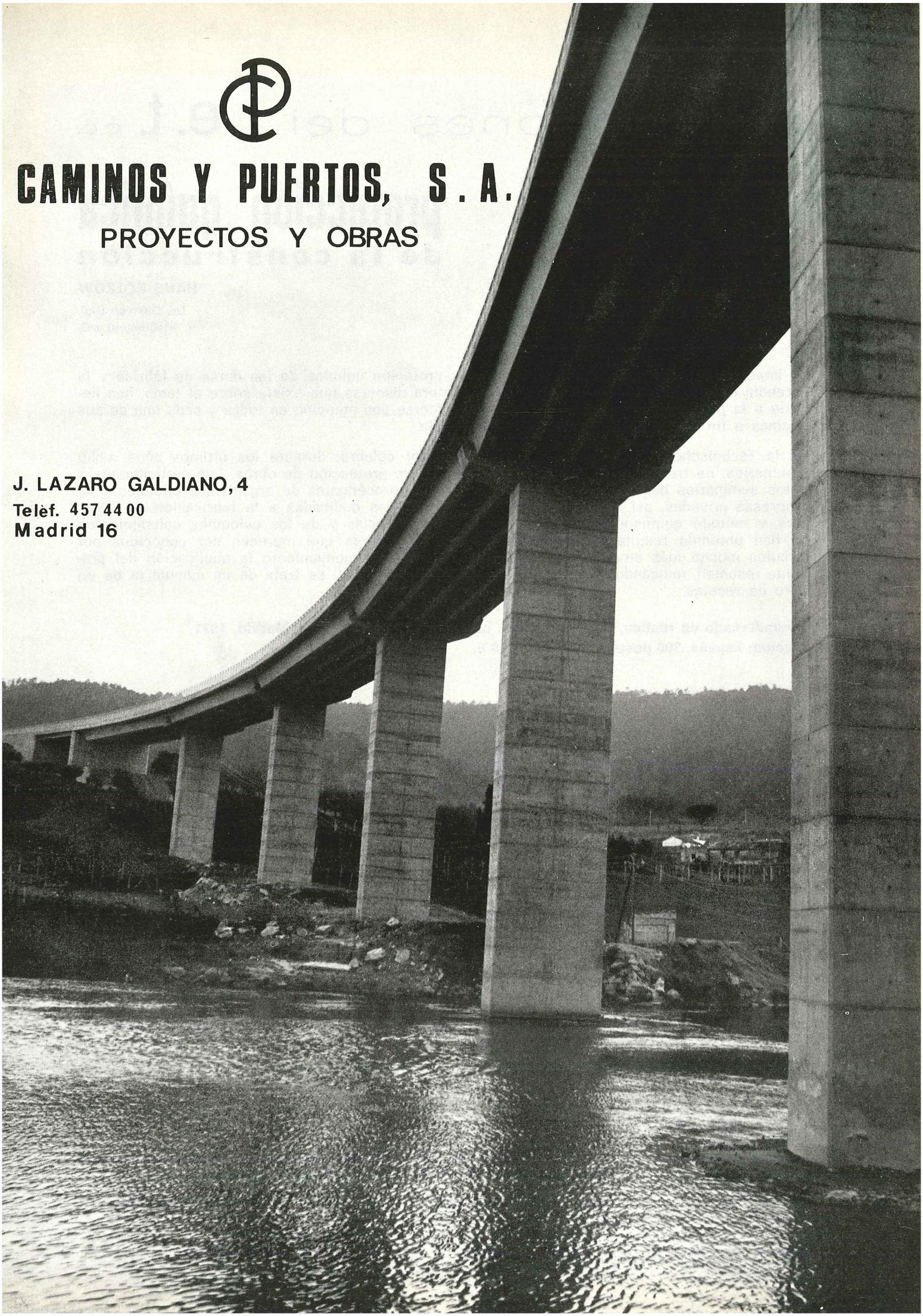
El proyecto del pretensado longitudinal debería realizarse teniendo en cuenta que las deformaciones previsibles debidas a la fluencia no modifiquen la curvatura de la superficie de rodadura de vehículos. En definitiva, un puente sirve de soporte a una carretera y por tanto, no debemos admitir riesgos de deformaciones a largo plazo en el pavimento.

Todas las medidas encaminadas a incrementar la calidad constituyen evidentemente un aumento inicial del costo de las obras, sin embargo, el encarecimiento motivado por los conceptos antedichos representa generalmente un porcentaje exiguo dentro de los presupuestos generales de las obras y, sin embargo, las ventajas a largo plazo son notorias.

Existen además algunos efectos que podríamos llamar de segundo orden, que hoy día la mayor parte de los proyectistas ya tienen en cuenta en el dimensionamiento de armaduras. Cabría citar la retracción diferencial existente entre el hormigón in situ de las losas de tablero y las vigas prefabricadas, el efecto de la fluencia del hormigón de las vigas sobre las losas de continuidad entre tableros contiguos y otros varios, que dependen de cada puente en concreto. El hecho de tener en cuenta los citados efectos implica un ligero aumento de armaduras y el omitir su consideración quizá no tenga otra consecuencia que un aumento de fisuración, debido a la gran capacidad de redistribución de las losasde hormigón.

La estética es, asimismo, un punto fundamental a tener en cuenta por el proyectista, sin embargo, su logro está muy condicionado por los problemas constructivos. Un conocimiento preciso por parte del proyectista de los medios auxiliares habituales de la construcción es necesario para reducir al máximo las dimensiones de dinteles y pilas en beneficio de la estética y la economía. Una estrecha colaboración entre proyectistas y constructores para cada obra concreta puede representar, no solamente ventajas para la entidad constructora, sino también para la obra terminada y por tanto, para la colectividad.

Queda, pues, para las Administraciones la difícil labor de enjuiciar las soluciones y exigir calidades. El hecho de que muchos países hayan empezado a construir sus autopistas antes que España nos da la oportunidad de deducir consecuencias sobre sus experiencias positivas o negativas. Tenemos, pues, la posibilidad de escoger para nuestro país las soluciones más económicas y de mayor rapidez de ejecución para los viaductos, que, en general, serán con vigas, pero al mismo tiempo con el conocimiento pleno de las exigencias necesarias para que las ventajas a corto plazo vayan acompañadas de la estética, funcionalidad y durabilidad.



CAMINOS Y PUERTOS, S. A.

PROYECTOS Y OBRAS

J. LAZARO GALDIANO, 4
Telèf. 457 44 00
Madrid 16

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

protección química de la construcción

HANS KÖLZOW
Dr. Químico Dipl.
Stadtbaurat a.D.

La importancia creciente que se concede a la proteción química de las obras de fábrica y la carencia de un tratado que reúna toda la literatura dispersa que existe sobre el tema, han llevado a la publicación de este libro, que debe leerse con atención en todas y cada una de sus páginas a fin de que nada resulte incomprensible.

En la Technische Akademie de Wuppertal el autor celebró, durante los últimos años, ocho seminarios, de tres días de duración cada uno, sobre protección de obras. Los participantes a estos seminarios han sido arquitectos e ingenieros procedentes de organismos oficiales y de empresas privadas, así como químicos de las industrias dedicadas a la fabricación de sistemas v método químicos protectores. De las conferencias y de los coloquios consiguientes se han obtenido resultados importantes y esperanzadores que merecen ser conocidos por círculos mucho más amplios. Por todo ello se ha creído conveniente la publicación del presente resumen, indicando expresamente que, de ningún modo, se trata de un manual ni de un libro de recetas.

Encuadernado en rústica, de 17 × 24 cm, compuesto de 74 páginas. Madrid, 1971.
Precios: España, 300 pesetas. Extranjero, $ 6.

cemento blanco

JULIAN REZOLA
Ingeniero Químico Dipl. I. Q. S.

Este libro obtuvo un accésit al Premio Internacional Instituto Eduardo Torroja, en noviembre de 1974.

Sabido es que existe una extensa y documentada bibliografía sobre el cemento gris; en cambio, no puede decirse lo mismo acerca del cemento portland blanco, ya que los escritos existentes se refieren tan sólo a algunas peculiaridades que le distinguen de aquél.

Este extenso trabajo tiene el gran interés de tratar el tema en todos sus aspectos, desde el estudio de las rocas que lo originan y su evolución en el transcurso de los años, hasta los procesos más adecuados para su fabricación, la maquinaria a emplear y los medios de control más convenientes.

El autor nos ofrece sus profundos conocimientos y su larga experiencia tanto en laboratorio como en fabricación.

La parte descriptiva del libro se complementa con gráficos, diagramas y fotografías de gran utilidad, destinados a conseguir la aplicación apropiada de este aglomerante.

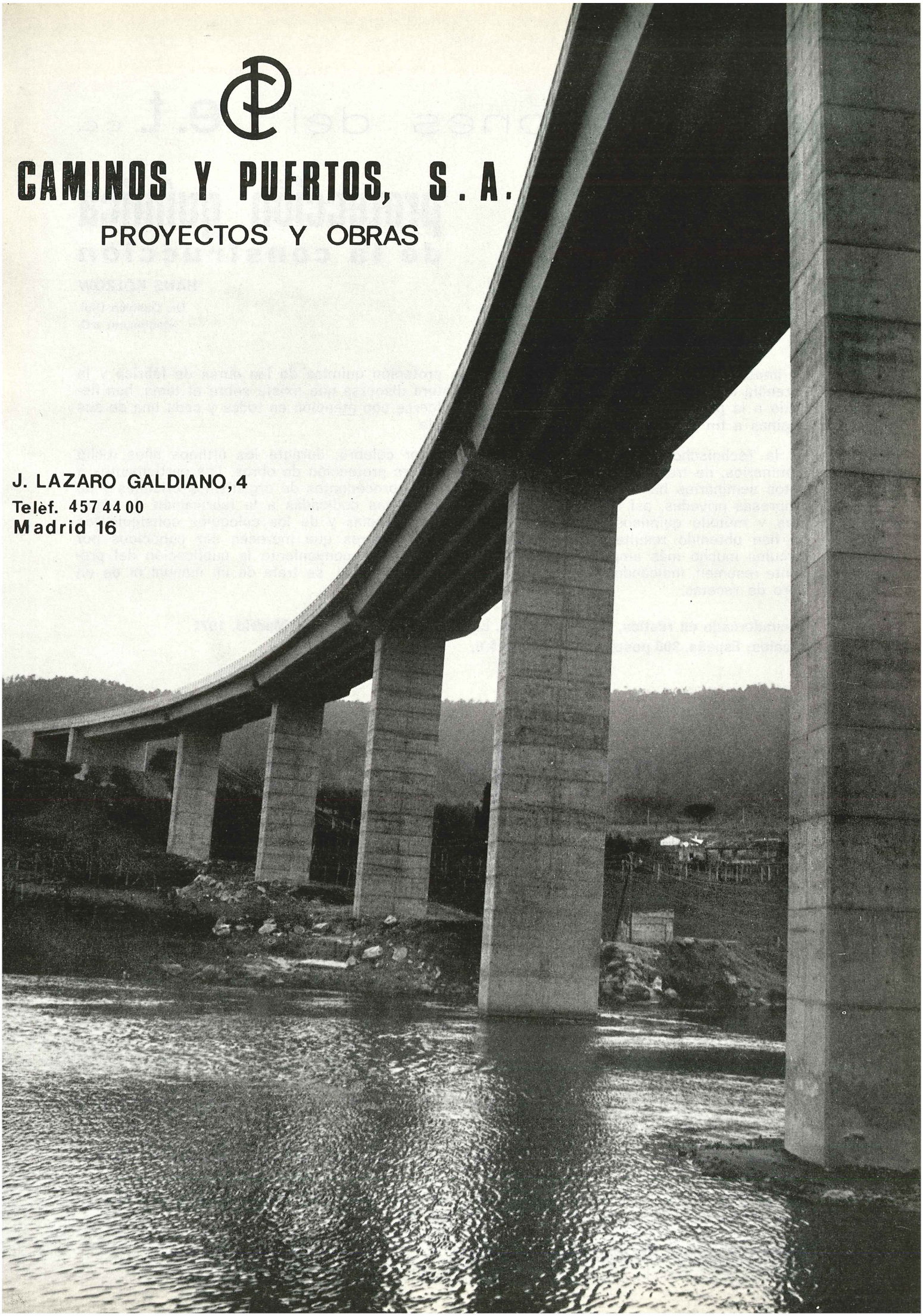
Un volumen encuadernado en cartoné policerado, de 17,4 × 24,3 cm, compuesto de 395 páginas, numerosas figuras, tablas y ábacos. Madrid, 1975.

Precios: España, 1.700 ptas.; extranjero, $ 34.

CAMINOS Y PUERTOS, S. A.

PROYECTOS Y OBRAS

J. LAZARO GALDIANO, 4
Telèf. 457 44 00
Madrid 16



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

protección química de la construcción

HANS KÖLZOW
Dr. Químico Dipl.
Stadtbaurat a.D.

La importancia creciente que se concede a la proteción química de las obras de fábrica y la carencia de un tratado que reúna toda la literatura dispersa que existe sobre el tema, han llevado a la publicación de este libro, que debe leerse con atención en todas y cada una de sus páginas a fin de que nada resulte incomprensible.

En la Technische Akademie de Wuppertal el autor celebró, durante los últimos años, ocho seminarios, de tres días de duración cada uno, sobre protección de obras. Los participantes a estos seminarios han sido arquitectos e ingenieros procedentes de organismos oficiales y de empresas privadas, así como químicos de las industrias dedicadas a la fabricación de sistemas v método químicos protectores. De las conferencias y de los coloquios consiguientes se han obtenido resultados importantes y esperanzadores que merecen ser conocidos por círculos mucho más amplios. Por todo ello se ha creído conveniente la publicación del presente resumen, indicando expresamente que, de ningún modo, se trata de un manual ni de un libro de recetas.

Encuadernado en rústica, de 17 × 24 cm, compuesto de 74 páginas. Madrid, 1971.
Precios: España, 300 pesetas. Extranjero, $ 6.

cemento blanco

JULIAN REZOLA
Ingeniero Químico Dipl. I. Q. S.

Este libro obtuvo un accésit al Premio Internacional Instituto Eduardo Torroja, en noviembre de 1974.

Sabido es que existe una extensa y documentada bibliografía sobre el cemento gris; en cambio, no puede decirse lo mismo acerca del cemento portland blanco, ya que los escritos existentes se refieren tan sólo a algunas peculiaridades que le distinguen de aquél.

Este extenso trabajo tiene el gran interés de tratar el tema en todos sus aspectos, desde el estudio de las rocas que lo originan y su evolución en el transcurso de los años, hasta los procesos más adecuados para su fabricación, la maquinaria a emplear y los medios de control más convenientes.

El autor nos ofrece sus profundos conocimientos y su larga experiencia tanto en laboratorio como en fabricación.

La parte descriptiva del libro se complementa con gráficos, diagramas y fotografías de gran utilidad, destinados a conseguir la aplicación apropiada de este aglomerante.

Un volumen encuadernado en cartoné policerado, de 17,4 × 24,3 cm, compuesto de 395 páginas, numerosas figuras, tablas y ábacos. Madrid, 1975.

Precios: España, 1.700 ptas.; extranjero, $ 34.

591-2-103

Dos Viaductos construidos por avance en voladizos sucesivos

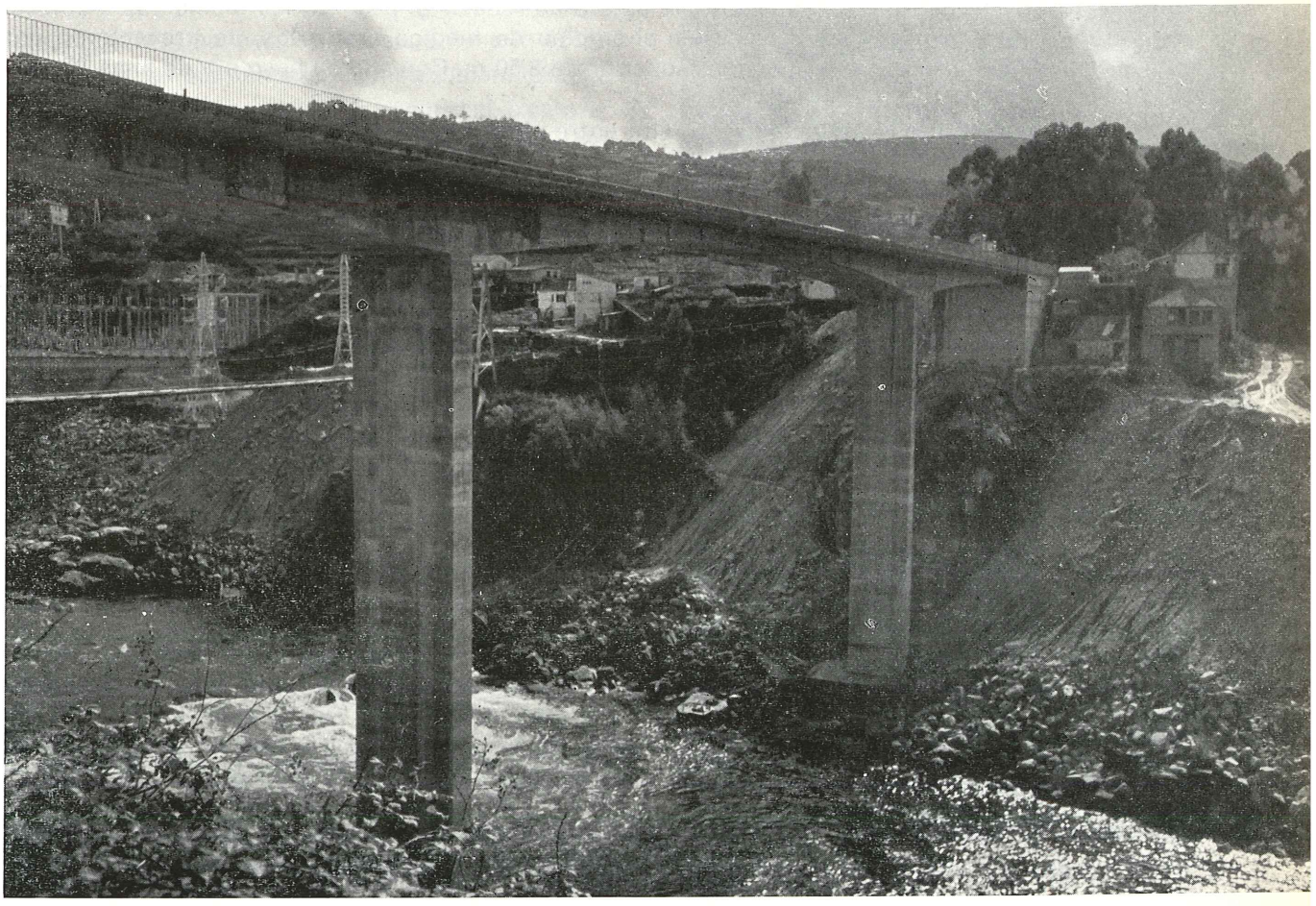
M. JULIA VILARDELL
Ingeniero de Caminos

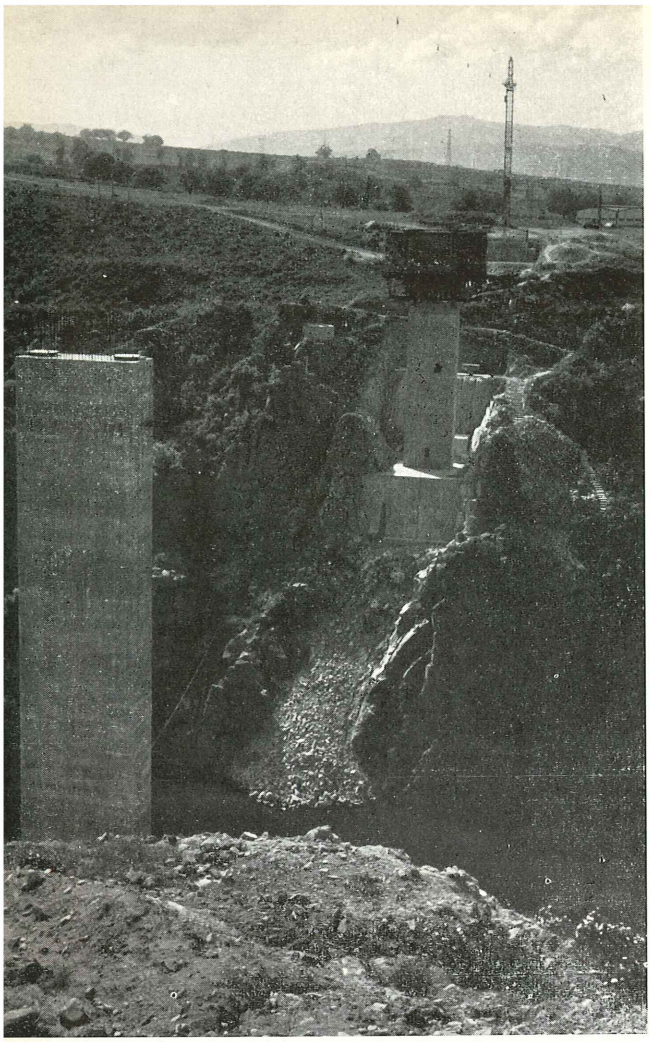
1. VIADUCTO DE FRIEIRA

El Viaducto de Frieira se proyectó por encargo de las Diputaciones Provinciales de Pontevedra y Orense, para establecer una comunicación interprovincial entre la red viaria situada en la margen derecha del Miño (Pontevedra) y la izquierda (Orense). Se situaba paralelamente a la presa del embalse de Frieira y debía salvar el Río Miño, así como la línea de ferocarril de Orense a Vigo, que discurre paralelamente a la margen derecha.

La luz mínima que permitía salvar el Río Miño sin necesidad de realizar ninguna cimentación sumergida era del orden de 60 m en el estiaje. Con ello se orientaba la resolución del problema hacia una estructura hiperestática, con la que se alcanzan sin problemas estos valores de las luces,y cuya ejecución se realizara con independencia del terreno. La ejecución por avances en voladizos sucesivos, aparecía claramente como la más conveniente.

Vista general





Pilas y anclajes a roca

2. VIADUCTO DEL AZUFRE

El viaducto que a continuación les voy a presentar, se encuentra situado en los Accesos a Galicia, tramo Ponferrada - Villafranca del Bierzo, y surgió ante el obstáculo natural que forma el río Sil a su paso por Ponferrada.

La forma de la cuenca, con gran profundidad desde los márgenes al fondo por donde discurre el río, con pendientes escarpadas era un ejempla clásico donde las grandes luces se presentan adecuadas para minimizar los problemas de interacción con el terreno, y reducir el número y la incidencia económica de los elementos de la infraestructura. La campaña previa de sondeos puso de manifiesto unas características del terreno aptas para realizar una cimentación directa, dado que se trata de granito, si bien la presencia de abundantes planos de fracturación predecían la aparición de problemas de estabilidad en la margen izquierda, donde tienen la orientación de la ladera.

Se encajó una primera solución de 5 vanos, con una luz máxima de 90 m que salvaba el río Sil. Pero al replantear y sondear con mayor detalle la zona de cimentación, de la pila próxima a la margen izquierda del río, apareció una falla precisamente debajo de su zapata, lo que obligó a reconsiderar todo el proyecto.

No hubo más remedio que aumentar la luz central para alejarnos de la zona de terreno inadecuada, ya que el disminuirla, empeoraba las cosas por acercarnos al río donde aparece un fuerte espesor de aluviones.

La solución que en definitiva se adoptó fue un pórtico de 3 vanos, con una luz central de 130 m, compensada por 2 vanos laterales de 65,00 m.

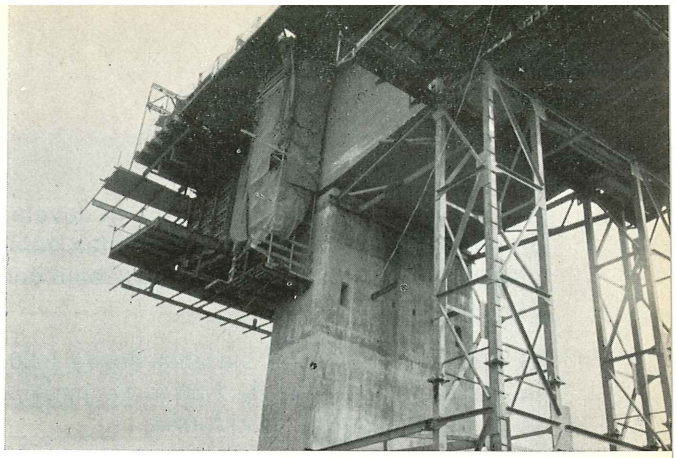
Su construcción, independiente del terreno se realizaba por avances en voladizos sucesivos.

Sin embargo, persistiendo los problemas de estabilidad del terreno, debido a la configuración del mismo en la margen izquierda y que de acuerdo con el informe geológico presentaba el peligro de deslizamiento, hubo que proteger el pie de la zapata izquierda mediante el hormigonado de una pantalla de hormigón anclada a la roca mediante barras de pretensado que originaran una compresión de aquella. Esta pantalla bordea por delante de la zapata la zona de influencia de la misma, y se realizó desmontando el terreno natural previamente a la ejecución de la zapata, formando 3 bermas escalonadas de 4,00 m de altura cada una por 1,50 de planta con un resguardo entre ellas del orden de 2,00 m.

Se hormigonó contra el terreno unos muretes de hormigón que se anclaron a la roca mediante barras de 70 t de la casa STUMP que se prolongaban unos 25 m en el interior de la misma, por debajo de la zapata.

Se creaba así una zona de bicompresiones en la roca, que aseguraba su eficaz comportamiento como macizo de cimentación.

Las pilas son de sección rectangular, huecas, de 3,00 × 7,00 m de perímetro exterior, y 0,40 m de espesor de tabique. Esta sección se mantiene constante durante toda la altura para permitir



Torre de apoyo provisional

su fácil ejecución mediante encofrado deslizante, técnica muy aconsejable en las alturas de 28,00 y 44,00 m que tienen cada una de ellas respectivamente.

Dado que la pila más baja, es decir, la más rígida, era la que presentaba problemas en su cimentación y con el fin de no agravarlos mediante la aparición de esfuerzos derivados de la excentricidad de su carga vertical no se realizó un empotramiento de las pilas al tablero, sino que, por el contrario, se realizó una articulación deslizante (mediante apoyos de Neopreno Teflón). Con ello no aparecían momentos longitudinales debidos a descompensación de cargas, y los efectos de deformaciones diferidas, temperatura continuidad de los cables de pretensado y frenado, quedaban reducidos tan solo al pequeño rozamiento de estos apoyos.

Se confiaba a los estribos la misión de resistirlos, a través de un elemento flexible, como son placas de neopreno zunchado.

Los bordes se anclaban a los estribos, mediante cables de pretensado vetical, ya que en ciertas hipótesis de sobrecarga se produce una tendencia a despegarse el tablero de su apoyo.

El tablero se concebía por consiguiente como una viga continua, de canto variable, simplemente apoyada.

Esta disposición, si bien liberaba a la cimentación de esfuerzos adicionales presentaba el problema de su estabilidad durante la construcción.

Era preciso solidarizarlo temporalmente a las pilas, en su primera fase de voladizo.

Una solución clásica es la de disponer un pretensado vertical entre pilas y tablero, que posteriormente se libera. Sin embargo, en nuestro caso aparecían graves problemas de espacio para la ubicación de los cables necesarios, que debían absorber los esfuerzos que se generan en la fase de hormigonado de las dos primeras dovelas, ya que esta operación se realiza disimétricamente por no caber los dos carros de avance.

Ante esta imposibilidad física se decidió substituir los cables de pretensado por redondos de acero de alto L. E.

Estos redondos se anclaban en la cabeza de la pila y en la traviesa de apoyo, formando dos planos transversales al puente.

Se determinó su sección limitando su deformación para no tener problemas de giros elevados del tablero, y comprobando su seguridad al pandeo, ya que tienen una longitud libre de 30 cm entre pila y dovela.

Ahora bien, dado que una hipotética descompensación en el avance de las últimas dovelas originaba esfuerzos excesivos en las pilas, y además en los anclajes a ésta, era necesario disponer un apoyo provisional, que garantizara la estabilidad del conjunto en esas últimas fases.

Para ello se proyectaron dos torres metálicas, capaces de resistir a compresión y tracción, ancladas a la dovela 2, mediante cables de pretensado.

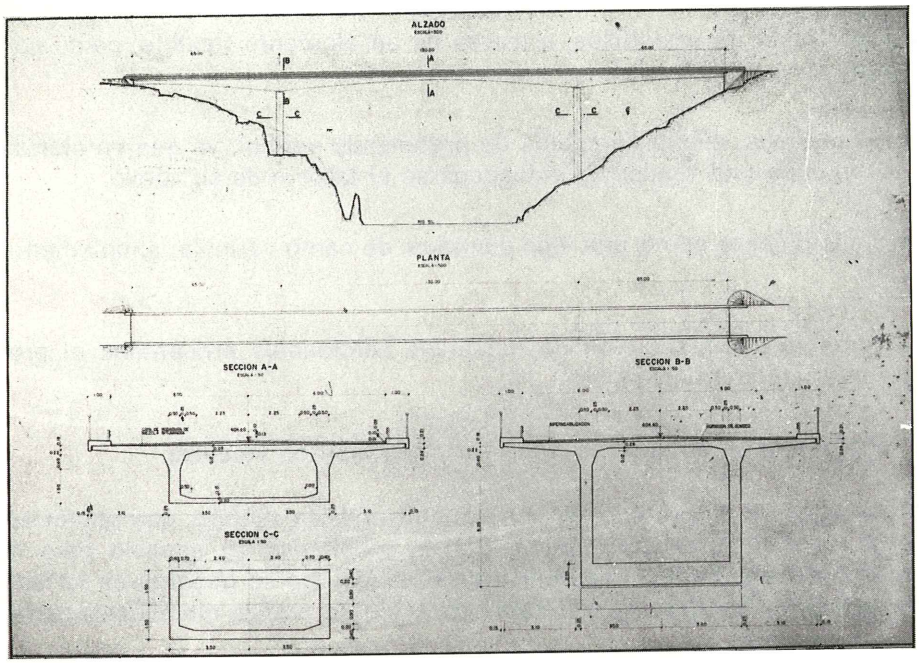
Estos anclajes interfiere a los carriles de los carros de avance, por lo que sólo puede efectuarse cuando éstos están en la dovela número 4. Así que hasta ese momento la estabilidad la proporcionan los redondos, y a partir de ahí, una vez anclada la torre, se cortan mediante soplete, liberando el empotramiento a la pila.

Entre la coronación de la torre y la dovela, se interponen gatos planos que permiten introducir un giro de conjunto y están previstas para correcciones afinadas, si son necesarias, en el momento del cierre. En todo caso trabajan contra los tirantes de anclaje, por lo que el tablero no está nunca suelto.

El tablero tiene canto variable desde 2,50 m en el centro hasta 6,25 sobre pilas, y consiste en un cajón monocelular de 7,00 m de ancho, del cual arrancan los voladizos para formar el ancho total de 14,00 m de plataforma.

Las almas son de 0,50 m de espesor constante.

Para el avance se ha dividido cada elemento en T, en catorce dovelas por brazo. De ellos la 1.ª de 6,75 m se hormigona in situ sobre encofrado solidario a la pila, las tres siguientes, son de 3,75 m de longitud, y las restantes de 4,50 ya que la disminución progresiva de canto permite aumentar la longitud hasta que en el centro y apoyos se hormigonan in situ con encofrado colgado las dovelas de clave y de apoyo.



Plano de alzado y secciones generales

El pretensado longitudinal lo constituyen tres familias de cables. Los superiores para resistir los momentos negativos generados en la fase de voladizo, y en la fase de servicio, son 88 cables de 227 t.

Se anclan en número de 8 a 6 en los frentes de cada dovela.

En las zonas de momentos positivos, del vano lateral se disponen 6 cables anclados en la losa mediante cuñas, y finalmente en la zona central se disponen los cables de continuidad y de momento positivo, que son 30 de análogas características.

El anclaje se realiza por medio de cuñas, interiores habiéndose dispuesto para el tesado los oportunos accesos a partir de los estribos, y traviesas de apoyos en pilas.

En las zonas próximas a los apoyos, se han dispuesto cables de pretensado vertical para disminuir las tensiones principales de tracción, formados por unidades de 19 t, que se sitúan simétricamente en el alma con objeto de no interferir con los anclajes propios del carro de avance.

Las cuantías de pretensado son de 55 kg/m^2 y 70 kg/m^3.

La construcción la está realizando MZOV, y el pretensado longitudinal es del sistema Freyssinet, con cables de 12 T 15.

Su terminación está prevista dentro del próximo año.



Fig. 1

591 - 2 - 10

Puentes construidos

por el grupo Carlos Fernández Casado, S. A.

J. MANTEROLA ARMISEN

Voy a empezar por los puentes urbanos, en los cuales hay siete en que hemos utilizado la solución de dintel continuo y pilas circulares dispuestas en distintas asociaciones con él y en hilera única o doble, según los condicionantes de cada caso. Esta solución la utilizamos ya hace cinco años en el distribuidor de la plaza de Ildefonso Cerdá, de Barcelona, y en el paso vial de la Avanzada, en la carretera de Bilbao a Las Arenas.

El primero de éstos es el distribuidor a tres niveles del nudo Norte (fig. 1), en el tercer cinturón de Madrid, es un patrón clásico de cruce triangular. Son dos obras, la superior, que es la más interesante, tiene cinco vanos con luces de 25,20 m los centrales y 18,83 m los laterales, con dintel continuo, planta bastante curva; sección transversal en losa trapecial de 1,10 m de altura y vuelos transversales simétricos. Pilas circulares de 1,20 m articuladas en cabeza mediante neopreno. Estribos sobre pantalla vertical enterrada. Armaduras activas longitudinales, y sólo transversales sobre pilas.

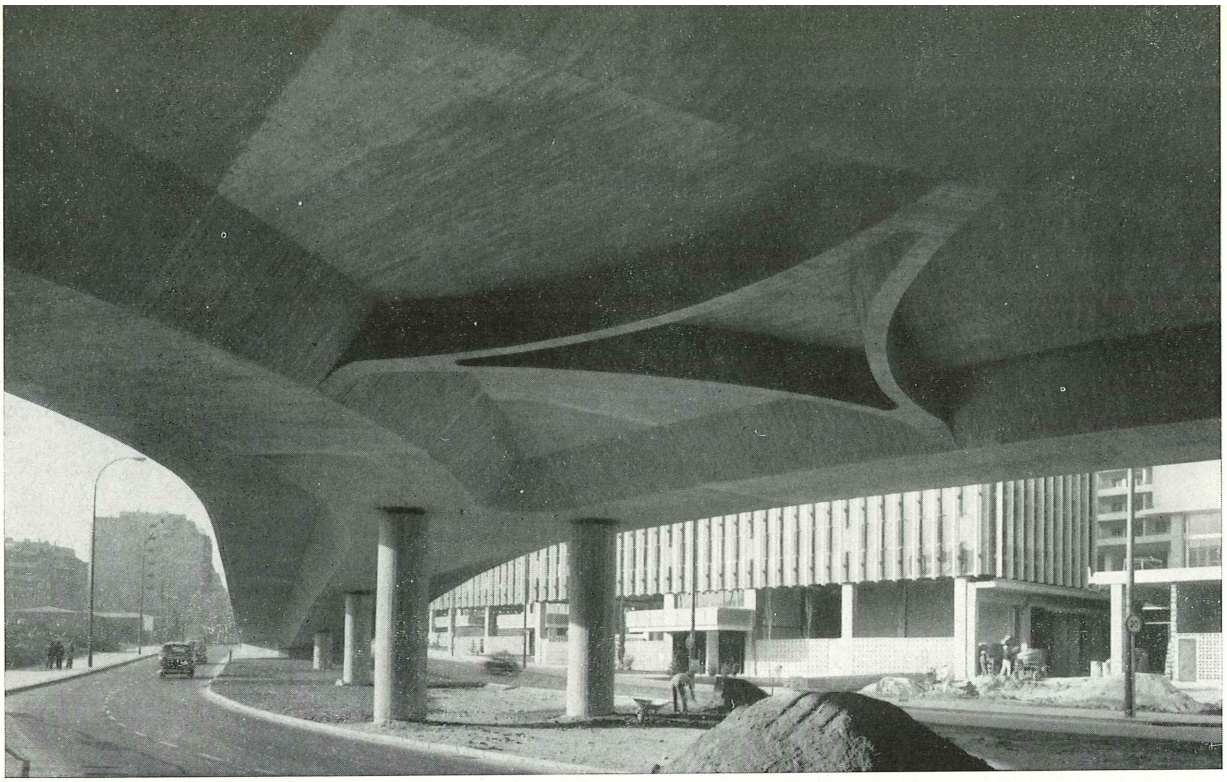


Fig. 2. Accesos a la estación ferroviaria de Chamartín

En los accesos a la estación ferroviaria de Chamartín (fig. 2), por el contrario, la planta es bastante compleja por las bifurcaciones y enlaces que aparecen, distintas anchuras entre 9 y 18,50 m, y zonas en que éstas varían, lo cual da lugar a distribución de pilares en una o dos hileras y en las zonas de confluencia parejas aisladas. Las luces de los vanos han tenido que adaptarse también a la disposición de las plantas, pero han oscilado entre 20 y 25 m. El dintel es de losa trapecial (fig. 3), de 1,40 m de altura y aligeramientos circulares de 0,90 m, distribuida en la zona central del dintel y completada por voladizos transversales de 2,40 m de vuelo. En la confluencia de tres calzadas las losas trapeciales dejaban un triángulo curvo de bastante superficie, que se estructuró en losa, reforzando el área interna mediante vigas también curvas que formaban un triángulo afín al del contorno de las losas, pero girado 180°, que aligeró y dio gracia al intradós del dintel. Las columnas son de 1,20 m de diámetro y, según los casos, para absorber o no torsiones, se empotraban en los dinteles y tenían apoyo doble en zapata, ensanchando su base en sentido transversal, o se empotraban normalmente en zapata articulándose en cabeza a través de neopreno.

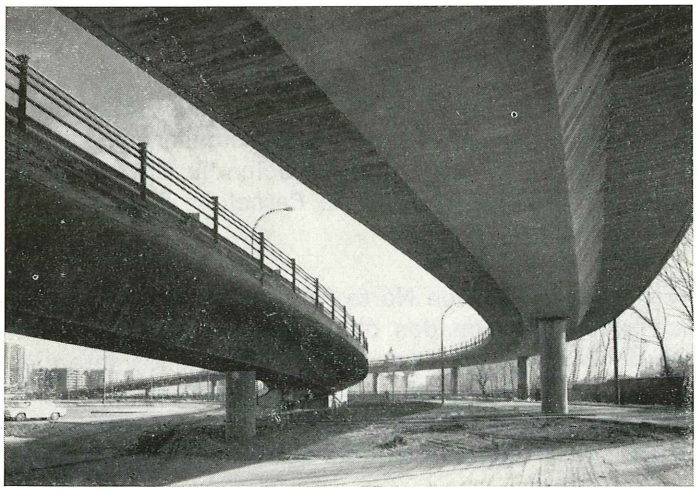


Fig. 3. Accesos a la estación de Chamartín. Yedra Norte y Sur

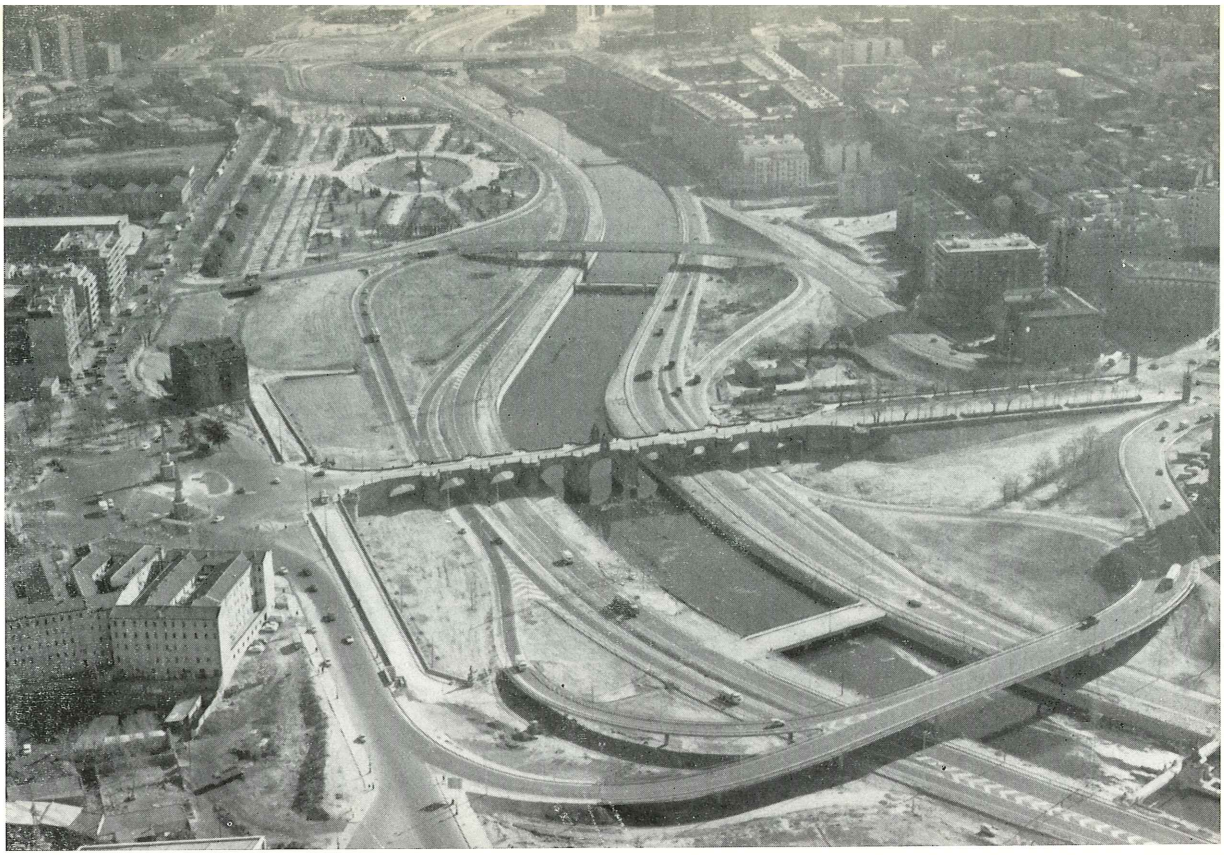


Fig. 4. Puente de Toledo y puentes del tercer cinturón

En la sustitución del puente de Toledo (fig. 4), como arteria de penetración en la ciudad, se adoptó la solución de triplicar el puente, acompañando al actual, que se conserva intacto y para uso exclusivo de peatones, por dos pasos paralelos a la suficiente distancia para no privarle del entorno conveniente, que, además, se convertirá en zona verde. Estos dos pasos tienen una luz central de 45 m para salvar el Manzanares, saltando después (fig. 5) en ambos lados sobre las vías del tercer cinturón que dan lugar a luces de acompañamiento de 32, adosándose a éstas las necesarias en cada caso para llegar a cotas convenientes, o a enlazar bien con las vías terminales. Los dinteles son de sección en losa trapecial de 1,30 m de altura, aligerada con círculos de 1 m, ocupando todo el ancho de la plataforma. Las pilas son cilíndricas, de 1,10 m de diámetro, en hileras sencillas, dobles o triples según los casos.

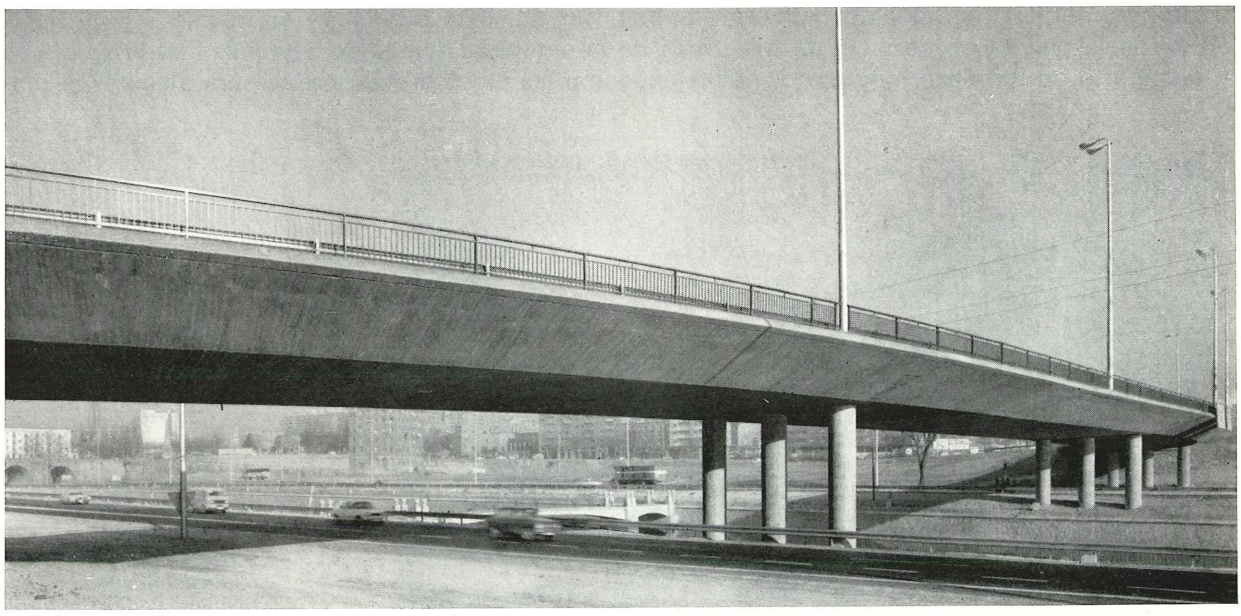


Fig. 5. Vista de uno de los pasos para salvar el río Manzanares

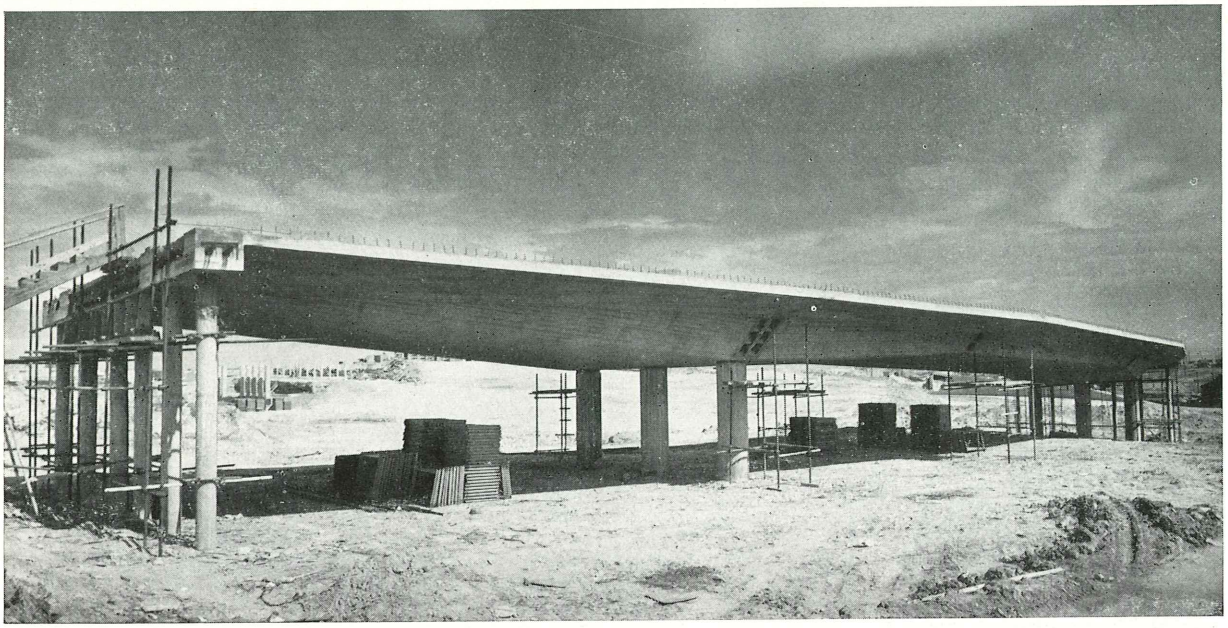


Fig. 6. Nudo de Manoteras. Aspecto de la obra

Algunos se articulan en cabezas sólo para giro, pero la mayor parte tienen articulaciones de neopreno y teflón.

En el nudo de Manoteras (fig 6), correspondiente también al tercer Cinturón de Madrid, tenemos cuatro obras, la principal bajo la carretera nacional de Francia, con tres vanos de 12,80+ 40+12,80 y dividida longitudinalmente en dos mitades independientes. Los dinteles son losas aligeradas con alveolos de 0,70 m y altura variable entre 1,00 y 1,50 m mediante acartelamientos rectos. Sustentada en apoyos centrales por cinco columnas de 0,80 m y anclada en extremidades mediante péndolas pretensadas cilíndricas de ∅ 0,30 m. Una segunda obra corresponde al paso sobre el cinturón de uno de los ramales del distribuidor que se ubica a corta distancia del anterior, aunque con planta curva, pero como es equivalente a una de las dos mitades longitudinales de éste, se ha utilizado la misma solución, quebrando las alineaciones de los vanos en línea poligonal para adaptarse a la planta curva. Cada apoyo intermedio tiene tres columnas circulares.

A poca distancia de estas dos obras y paralelamente a ellas se ha dispuesto un paso secundario para servir a los establecimientos Renault (fig. 7). Esto surgió de improviso y muy poco antes de la puesta en servicio de ese trozo de la autopista, habiendo necesidad de proyectarlo y ejecutarlo en un plazo muy corto, recurriéndose a las vigas prefabricadas para ejecutar el din-

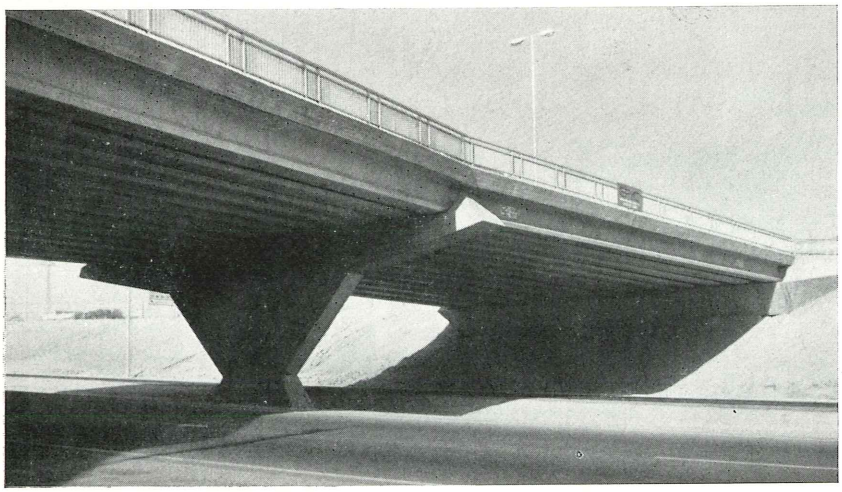


Fig. 7. Paso secundario para acceso a los establecimientos Renault. Tercer cinturón de Madrid

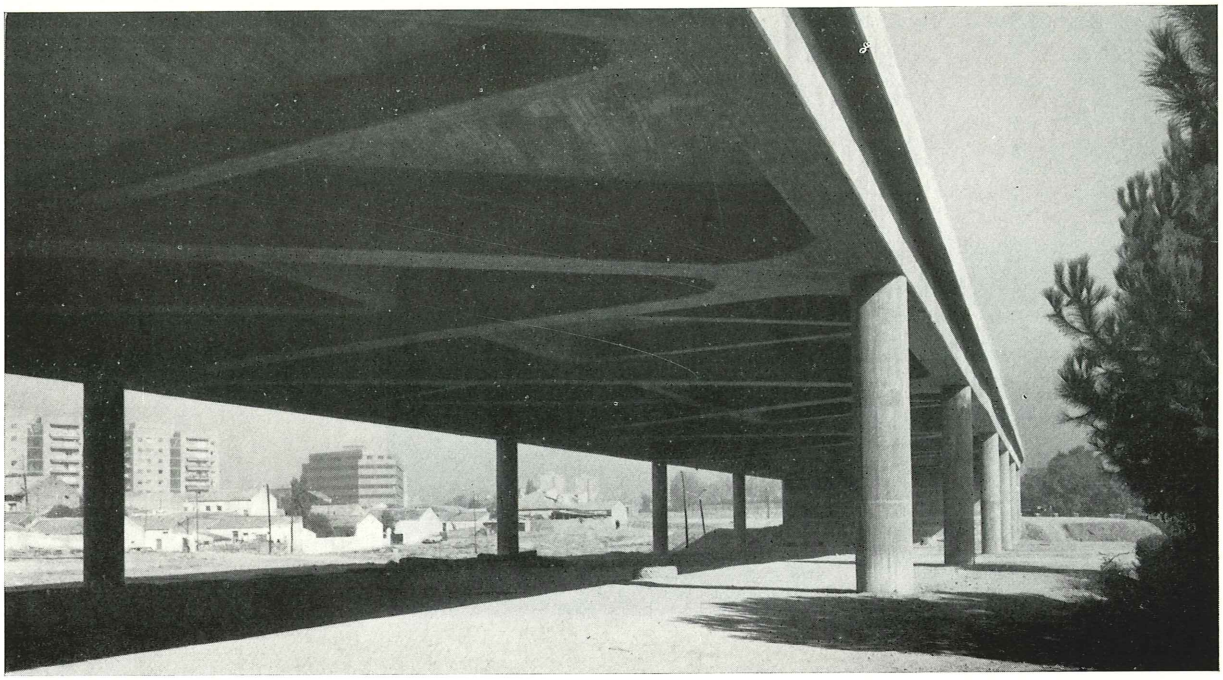


Fig. 8. Paso de Mauricio Legendre. Nudo Norte del tercer cinturón de Madrid

tel y la intercalación de un apoyo intermedio en la mediana para reducir a 30 m las luces a salvar. Este apoyo se ha tratado con gran cuidado, dándole un perfil verdaderamente esbelto y dinámico para compensar la amplitud y diafanidad que dan los pasos inmediatos antes y después.

Para terminar con los viaductos urbanos y sin salirnos del entorno correspondiente al nudo Norte del tercer Cinturón, damos el paso de Mauricio Legendre (fig. 8), que es un viaducto con una longitud de 140 m y sometido a unos condicionamientos verdaderamente anormales por los cruces de vías inferiores y por el paso en su misma dirección de las galerías más importantes del Canal de Isabel II. Esto ha determinado la distribución de los pilares en los bordes del dintel, dejando los gálibos correspondientes a las vías inferiores cuyo cruce se verifica con oblicuidades distintas e importantes. Para resolver todas las condiciones se proyectó un dintel continuo apoyado sobre columnas circulares de 1,20 m de diámetro alineados en los bordes de la plataforma, columnas que determinaban los nudos de un emparrillado con células triangulares formando retícula no del todo regular, retícula que se subdividiría también formando triángulos en malla secundaria de menor importancia que se macizaba en cabeza superior para lograr la continuidad de la plataforma. Las distancias entre nudos en los bordes variaban entre 20 y 26 m con un canto de 1,85 m para la malla principal que tenía 11 células desiguales, y que está armada con armadura activa longitudinal. El cálculo de este puente fue también muy complicado y sólo posible con ordenador. Por último, contrastando con el anterior, un paso urbano, el de Alí, en Vitoria (fig. 9), con un solo vano de 48 m y prolongaciones de compensación de 13 m a cada lado apoyado sobre pilas intermedias dobles enterradas. La sección del dintel (fig. 10), de 20 m de anchura, es la de losa rectangular aligerada de altura variable en los 8 m centrales, prolongada en medias gaviotas de 6 m a cada lado.

El puente de San Isidro (fig. 11), para restaurar la antigua comunicación de las dos orillas del Manzanares en las proximidades de la pradera de San Isidro, es un puente clásico de río con gran diafanidad inferior para no perturbar el parque de esparcimiento que constituye la zona que ocupa, tiene un vano central sobre el río de 43 m, flanqueado por dos de 26 m y continuados en ambas orillas por cuatro de 20 m y uno de 16,50 m en continuidad. La plataforma es para cuatro carriles con amplias aceras, estructurada en cada una de las mitades mediante viga cajón central de altura variable en los tramos centrales y constante en el resto, prolongada por fuertes voladizos transversales. Los pilares son del tipo de Cuatro Caminos, con alzado trapecial y cimentado sobre pilotes.

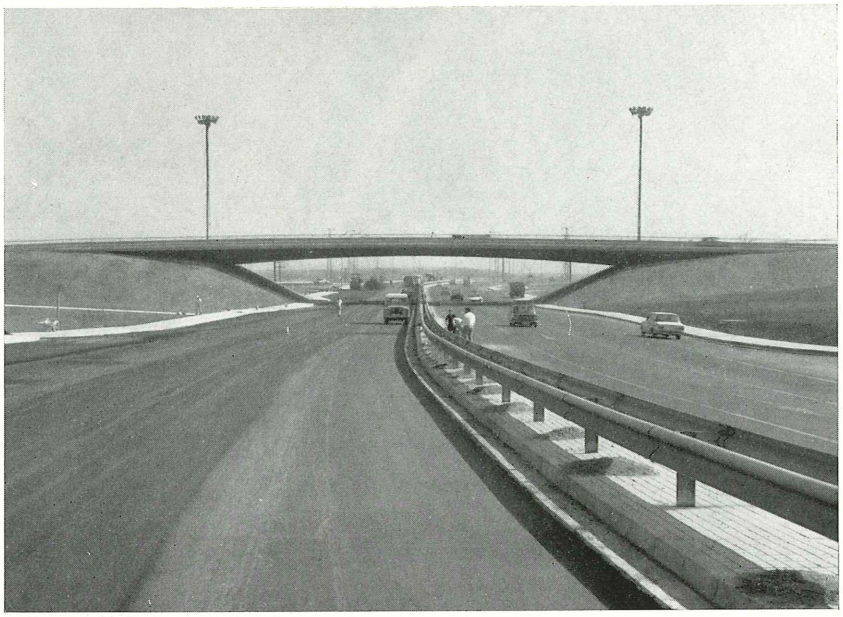


Fig. 9. Paso urbano de Alí, Vitoria

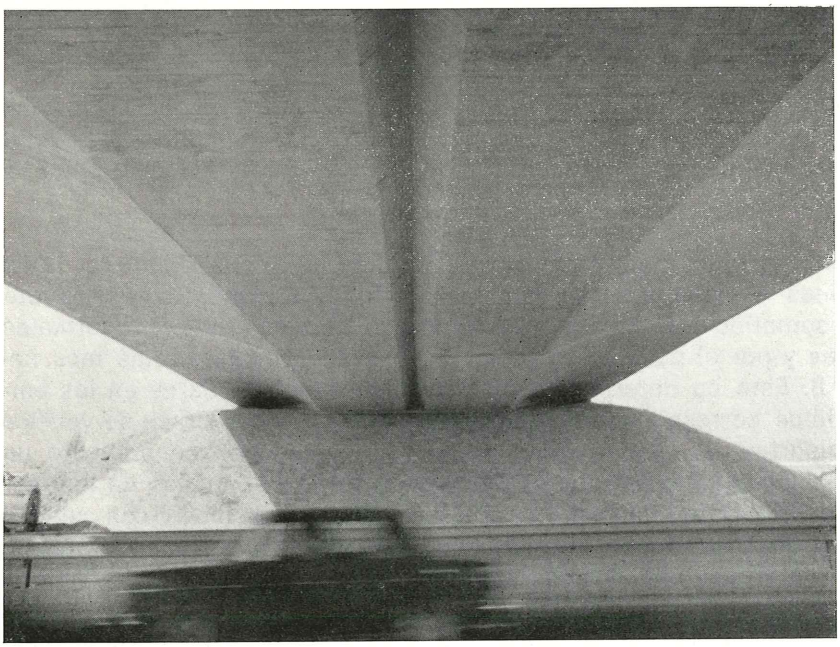


Fig. 10. Paso urbano de Alí, Vitoria. Aspecto del dintel

En viaductos de gran altura hemos construido una serie normalizada en el trozo Valdepereira-Quines de los accesos a Galicia con vigas prefabricadas de 32 m en tableros de a cuatro, separados 3,40 m, enlazados entre sí por forjado a nivel construido in situ. Los tramos independientes entre sí en primera fase se hacen después continuos, enlazando los forjados y completando vigas riostras sobre apoyos que llevan únicamente armadura pasiva.

Los pilares tienen sección doble T con cabezas de $4{,}00 \times 0{,}30$ m y alma de $1{,}35 \times 0{,}60$ m, adaptándose a las curvas de las alineaciones en planta mediante inclinación simétrica de las cabezas, para girar el ángulo correspondiente a la línea poligonal que se circunscribe a la curva verdadera. Las vigas cabezales para asiento de las prefabricadas se obtienen prolongando en ménsula las cabezas de los pilares que se amplían hasta 11,50 m.

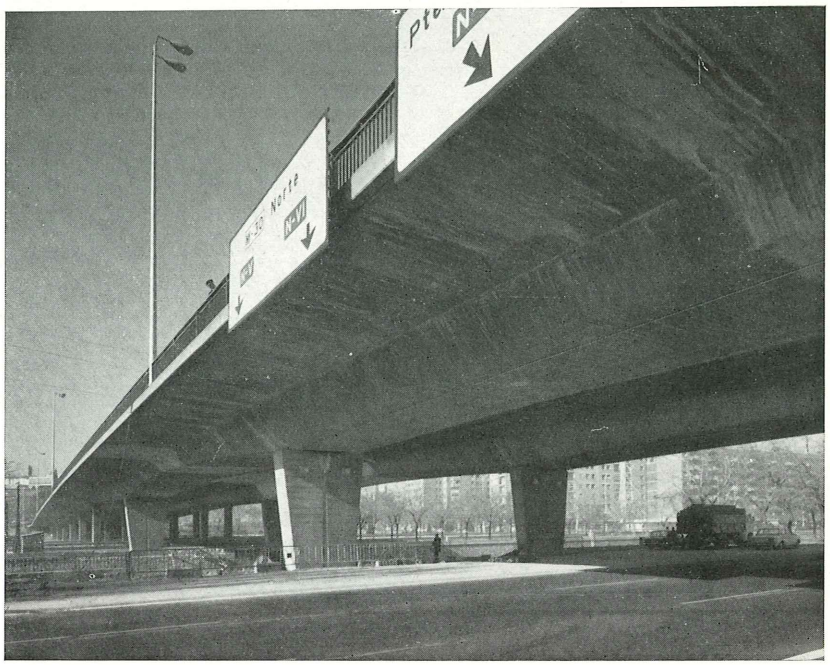


Fig. 11. Puente de San Isidro

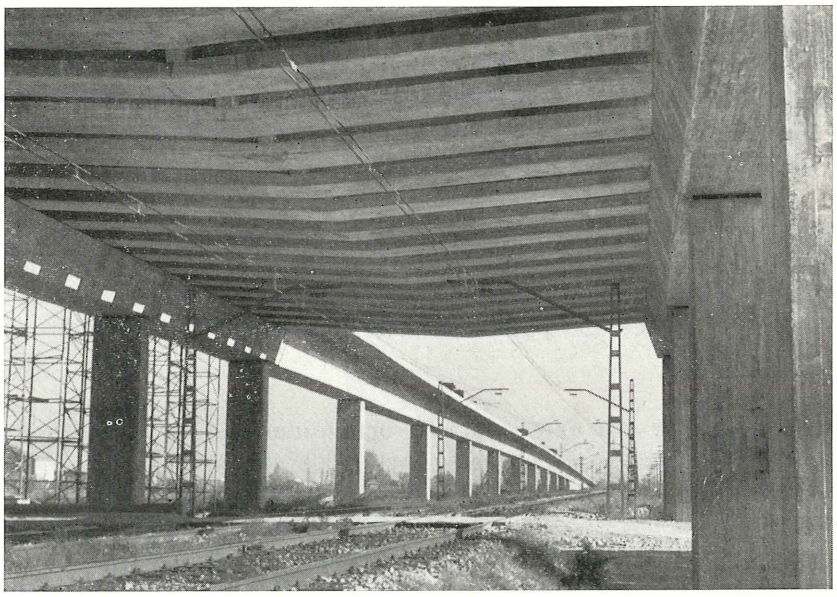


Fig. 12. Puente de San Baudilio. Línea Sans-Aeropuerto del Prat

En puentes ferroviarios hemos construido dos de cierta longitud en el ramal del ferrocarril de Sans-Aeropuerto de Prat de Llobregat. Uno de ellos, el de Hospitalet, de 742,55 m, con dintel cortado en seis tramos continuos con juntas permanentes o de construcción a los quintos de la luz. Sección de cajón trapecial de 1,70 m de altura y vuelos de 1,425 m a ambos lados hasta completar plataforma de 5,35 m. Las luces varían de 19 a 29 m. Los pilares con macizos de $0{,}75 \times 0{,}70$ m.

La otra obra de esta línea es el viaducto de San Baudilio (fig. 12), con 519 m de longitud en cinco tramos continuos con luces entre 18 a 25 m y un tramo especial en «pérgola», para pasar la vía del ramal al aeropuerto por encima de las dos que vienen contiguas desde origen y que continúan en dirección a Madrid. El tramo normal tiene dintel del mismo tipo que el de Hospitalet,

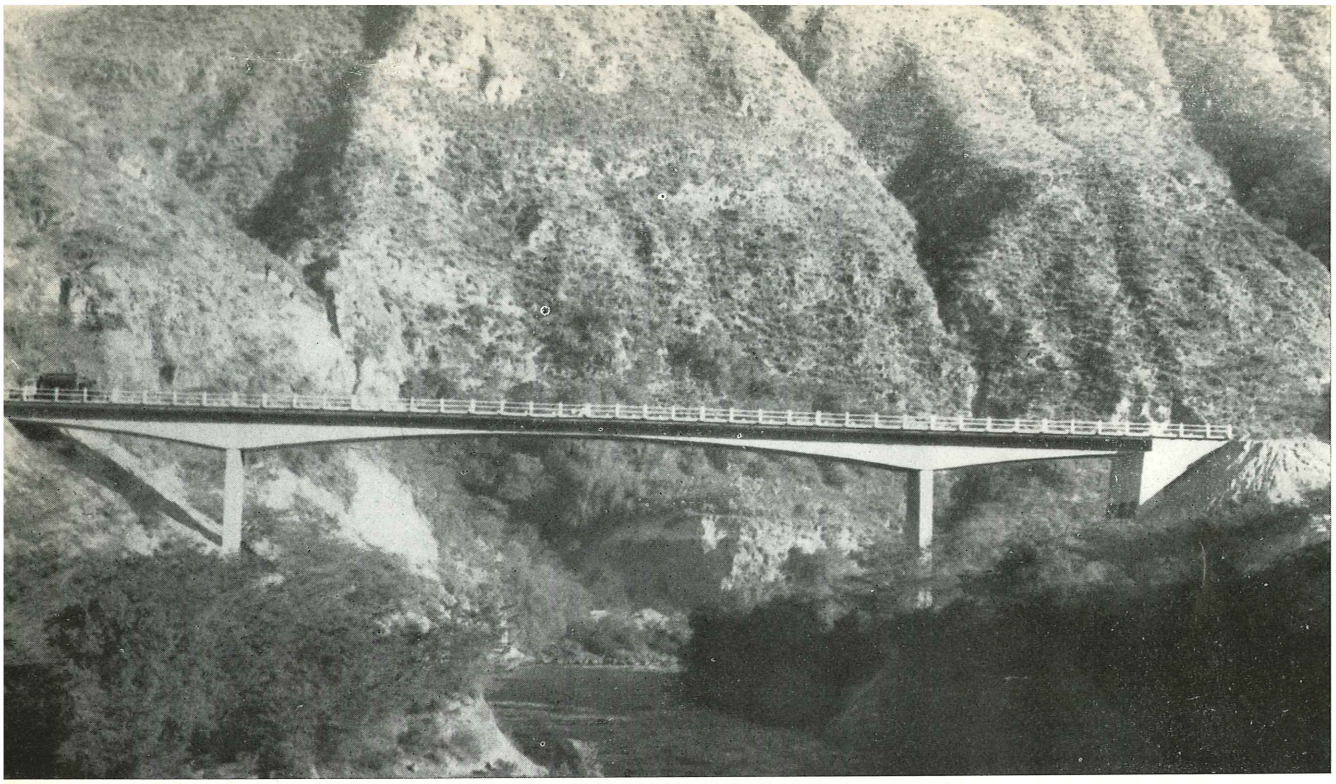


Fig. 13. Puente sobre el río Guayllabamba. Ecuador

mientras que el pérgola se forma con dos pórticos longitudinales enfrentados y paralelos que prolongan las alineaciones anterior y posterior al tramo, los cuales quedan a una distancia de 14,00 m, recibiendo vigas transversales prefabricadas a 2,00 m entre ejes, sobre los cuales va montada oblicuamente el balasto y carriles, macizando la separación entre vigas únicamente en la superficie ocupada por el balasto.

De puentes construidos por voladizos sucesivos no hemos construido en España ninguno en este intervalo de asambleas, pero sí uno en Ecuador sobre el río Guayllabamba, cerca de Quito (figura 13), aunque se trata de una ampliación del modelo del puente de Priego, con luces y alturas menores, que estaba perfectamente en este caso. Se construyó mediante un carro construido en España.

Para construir por este mismo procedimiento, pero por dovelas, hemos proyectado un puente solución pórtico en π con patas inclinadas y 125 m de luz, para el barranco de Dúrcal, donde encaja perfectamente, dando la versión en hormigón pretensado de los grandes puentes metálicos de este tipo, como son los de Sfallase en Italia y Gran Duquesa Carlota en Luxemburgo. Desde los años veinte existe en ese mismo valle un puente metálico de tres vanos continuos que mantiene su prestigio de puente de gran luz hasta la actualidad.

En cuanto a puentes acueducto está en construcción el de paso del Alcanadre por el canal de Cinca con vanos principales de 60 m, que se construirá por empujamiento que va a ser récord de este tipo constructivo.

Una pasarela singular ha sido la de enlace de la estación terminal del ramal Sans-Aeropuerto de Barcelona con la terminal de viajeros de dicho aeropuerto. Tiene 272 m de longitud con planta en L y lleva un tapiz deslizante para viajeros con maletas y dos andenes laterales de servicio, lo que da lugar a una sección cerrada con 8,20 m de latitud y 4,84 m de altura. Esta sección se realiza en hormigón pretensado la mitad inferior formando una U aplastada que se sustenta sobre soportes en T a 24 m de distancia. La mitad superior se realiza con estructura metálica ligera que soporta placas de Uralita curva.

La iluminación diurna se obtiene por un ventanal a todo lo largo entre ambas estructuras, modulado por el paso de los soportes de la superior.

VIII CURSILLO TETRACERO

Recientemente se ha celebrado en La Coruña el VIII de los Cursillos sobre Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado que TETRACERO viene organizando, y cuya realización está encomendada al Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC). De estos Cursillos se han celebrado ya, anteriormente, cinco en Madrid, uno en Málaga y otro en Oviedo. El último, el de La Coruña, ha estado patrocinado por los Colegios Oficiales de Arquitectos e Ingenieros Industriales de Galicia y ha reunido a 46 arquitectos, ingenieros, ingenieros técnicos y aparejadores que, durante una semana, han asistido mañana y tarde a todas las sesiones del mismo, dedicando muchas horas de atención y estudio al cálculo de estructuras, tanto en el aspecto teórico como práctico. El amplio programa desarrollado representa una completa panorámica de este sector técnico, de acuerdo con la más reciente normativa.

El extraordinario éxito de estos Cursillos se refleja en la expectación que vienen despertando y el elevado número de solicitudes recibidas para participar en los mismos. También es de destacar el general interés de los Colegios Profesionales para tratar de promocionar dichos Cursillos en diversas capitales españolas; lo que demuestra su preocupación por la formación de los postgraduados en los actuales momentos de cambio en la normativa oficial.

Estimamos que la labor que en este sentido viene desarrollando la firma TETRACERO, es digna del mayor elogio y merece la gratitud de todos los técnicos nacionales.

euroestudios, s.a.

ingenieros de consulta



PROYECTOS, ESTUDIOS Y ASESORIA DE:

INGENIERIA CIVIL

Carreteras y autopistas
Estructuras y cimentaciones
Túneles
Obras hidráulicas
Hidrología e Hidrogeología
Puertos y obras marítimas
Ferrocarriles
Urbanismo
Geología y Geotecnia
Cartografía y Topografía
Expropiaciones y parcelarios

EDIFICACION

Edificación de viviendas
Edificación industrial
Estructuras especiales
Instalaciones y servicios

AGRICULTURA

Ordenación rural
Edafología
Agrología
Explotaciones agrícolas
Regadíos

ECONOMIA

Aprovechamientos integrales
Planificación regional
Viabilidad
Mercados

INFORMATICA

Programas científicos
Programas económicos
Ordenador 370/115

PLANIFICACION Y CONTROL DE OBRAS

Pedro de Valdivia, 10 - MADRID-6 - Teléf. 401 08 00

Avda. Sancho el Sabio, 18 - SAN SEBASTIAN - Teléf. 45 59 12

591-2-105

Acueductos de Campos del Río y de la Zarza en la provincia de Murcia

J. HERRERA FERNANDEZ
Ingeniero de Caminos
Director del Departamento
de Estructuras de Euroestudios, S. A.

INTRODUCCION

Dentro de las obras correspondientes al trasvase Tajo-Segura y en el grupo denominado postrasvase, Ferrovial, S. A., está construyendo el canal Ojos-Alhama para la distribución de agua en la margen derecha del río Segura, en la provincia de Murcia.

El canal tiene un caudal de cálculo de 10 m^3/seg, con una pendiente media del 0,25 ‰ y su recorrido es de 38 km.

JUSTIFICACION DE LA SOLUCION ELEGIDA

En el proyecto original estaba previsto un solo acueducto, el de la Zarza, con una longitud aproximada de 150 m. En Campos del Río, el canal salvaba una vaguada en terraplén, de hasta 18 m de altura, y en planta describía una curva para adaptarse al terreno. La ausencia de material adecuado para terraplenes y la tendencia general a reducir alturas de terraplenes en el canal, llevó a la construcción de un acueducto de unos 600 m en Campos del Río y a aumentar la longitud del de la Zarza a 300 m.

El acueducto original estaba formado por una serie de tramos de 30 m, de sección rectangular hueca, simplemente apoyados, unidos desde el punto de vista hidráulico por unos collares hormigonados en las cabezas de las pilas. Los tramos pesaban del orden de las 225 t.

El terreno (en cuanto a topografía) en el que están situados es bastante irregular y sus accesos están formados básicamente por caminos más o menos rurales.

A la vista de la nueva longitud planteada se estudiaron varias alternativas al proyecto sobre las siguientes condiciones:

a) Reducción al mínimo del número de juntas estructurales, tanto longitudinales como transversales, para evitar posibles puntos de fuga de agua.

b) Aplicación reiterada de los medios constructivos que se iban a utilizar.

De acuerdo con el primer condicionante, y puesto que la cimentación lo permitía, se pensó en soluciones hiperestáticas, en viga continua, uniendo tramos hasta alcanzar longitudes de dilatación del orden de los 200 m, a fin de que el sistema de apoyos y juntas se mantuviera

dentro de los tipos normales. Respecto a la sección transversal se pensó en una sección abierta, en U, que sería susceptible de hormigonar en una sola fase, sin juntas entre solera y hastiales ya que éstas dan lugar, en este tipo de obras, a líneas longitudinales de pérdida de agua.

El condicionante constructivo, tras eliminar la fabricación de piezas de gran peso por condiciones de transporte (la distancia entre ambos es de 6 km), y eliminar asimismo las dovelas prefabricadas por el gran número de juntas que exigirían, condujo a soluciones hormigonadas sobre cimbra. Ante la irregularidad del terreno y la altura de las pilas (que alcanzaba los 30 m) se decidió un sistema de cimbra autoportante y autolanzable que, avanzando de quinto a quinto de vano, permitiera la construcción de la cuba del acueducto con independencia de la altura y relieve del terreno. Dada la altura de las pilas se eligió la luz de 35 m como la más adecuada.

DESCRIPCION DE LA SOLUCION ADOPTADA

El acueducto de Campos del Río, con una longitud total de 566 m, está dividido mediante juntas de dilatación en tres tramos de 200, 166 y 200 m de longitud. Cada tramo está formado por una viga continua de 6 ó 5 vanos, según su longitud, de los cuales los extremos son de 30 m de luz y los intermedios de 35 m. El acueducto de la Zarza, con una longitud de 295 m, está formado por 2 tramos de 130 y 165 m, compuestos por 4 y 5 vanos respectivamente.

La sección transversal está formada por un cajón abierto en forma de U que tiene un canto de 3,40 m y una anchura de 2,60 m en la cara inferior y de 4,50 m en la cabeza superior en la que se incluyen dos pasillos de vigilancia de 0,75 m de anchura. El espesor de la solera es de 25 cm y el de los cajeros de 35 cm. Las cabezas superiores van arriostradas entre sí por unas vigas rectangulares de 0,40 $\times$ 0,25 m, cada 5 m, que se hormigonan en una fase posterior a fin de tener libre acceso al interior del cajón durante el hormigonado con la cimbra móvil.

La cuba va pretensada longitudinalmente con tres cordones de 12 $\varnothing$ 1/2" superestabilizado en cada alma y que corren a todo lo largo del puente. En cada sección de unión entre tramos de hormigonado se ancla un cordón por alma que luego se prolonga mediante conectores, para continuar en los tramos siguientes. En los apoyos intermedios este sistema de cables pasantes se completa con una pareja de cables cortos para cubrir el efecto local del cuelgue de la cimbra al hormigonar el tramo siguiente y que actúa en el extremo del voladizo del tramo (anteriormente construido).

Las pilas están formadas por cajones seudorectangulares, huecos, de 30 cm de espesor de pared. Tienen una altura máxima de 30 m y se construyen mediante encofrado deslizante. En cabeza van provistas de un macizado sobre el que se sitúan los apoyos de neopreno en los apoyos intermedios y de neopreno-teflón en los extremos.

En los estribos se sitúan las transiciones a la sección tipo del canal; de tal forma que las aletas forman los propios cajeros de dicha transición, con inclinación variable.

PROCESO CONSTRUCTIVO

Las pilas y los estribos, se construyen en una primera etapa. La cimbra autoportante se monta en el primer vano, o en uno de los accesos, según los casos, y cubre el primer vano de 30 m y un voladizo de 7 m. El apoyo en las cabezas de las pilas se realiza mediante una estructura metálica auxiliar que se va transportando de una pila a otra. La cimbra se compone de dos cuchillos portantes longitudinales sobre los que apoya el encofrado exterior metálico, que se gira y se traslada lateralmente para el desencofrado y se transporta al tramo siguiente juntamente con los cuchillos portantes. Esto se completa con un tren de encofrados interiores que se mantiene fuera del tramo mientras se coloca la ferralla y que se hace avanzar apoyándose sobre carriles, fijándose posteriormente el encofrado exterior. Para el lanzamiento de la cimbra se mantiene apoyado en el tramo resistente.

El ritmo de construcción alcanzado con este sistema es del orden de dos semanas por tramo terminado, con arreglo al siguiente detalle:

Descimbrado y avance	4 días
Preparación ferralla	3 días
Colocación de cables	1 día
Encofrado interior	1 día
Hormigonado y fraguado	4 días
Pretensado	1 día
Total ciclo	14 días

En este momento se encuentran construidos los dos tramos del acueducto de Campos del Río de 200 m y 166 m de longitud y se trabaja en el tercero formado por 6 vanos. En el acueducto de la Zarza están construidas las pilas en espera de la llegada de la cimbra.

Como dificultad más importante encontrada durante la construcción es de destacar el alto rozamiento obtenido entre cable y vaina, debido al trazado de los cables y a la longitud de los mismos que llega a alcanzar los 100 m. El tesado se hace desde un extremo, obteniéndose, para la tensión de proyecto, los alargamientos correspondientes a un coeficiente de rozamiento en curva entre 0,30 y 0,35. En los tramos siguientes se ha empleado un diámetro de vaina mayor y sistemáticamente un producto lubrificante (Taladrina) con lo que los alargamientos obtenidos corresponden con los calculados para un coeficiente de rozamiento igual a 0,25. Quizá en sucesivas aplicaciones de este método y sobre todo en acueductos (en los que la relación canto/luz es mucho mayor y por tanto también la curvatura de los cables) haya que recurrir a aumentar el número de conectores y reducir así las longitudes de tensión.

Como cifras indicativas del resultado estructural diremos que se han alcanzado las siguientes cantidades de materiales:

Hormigón	0,7	m^3/m^2
Acero de pretensado	12	kg/m^2
Acero de armar	74	kg/m^2

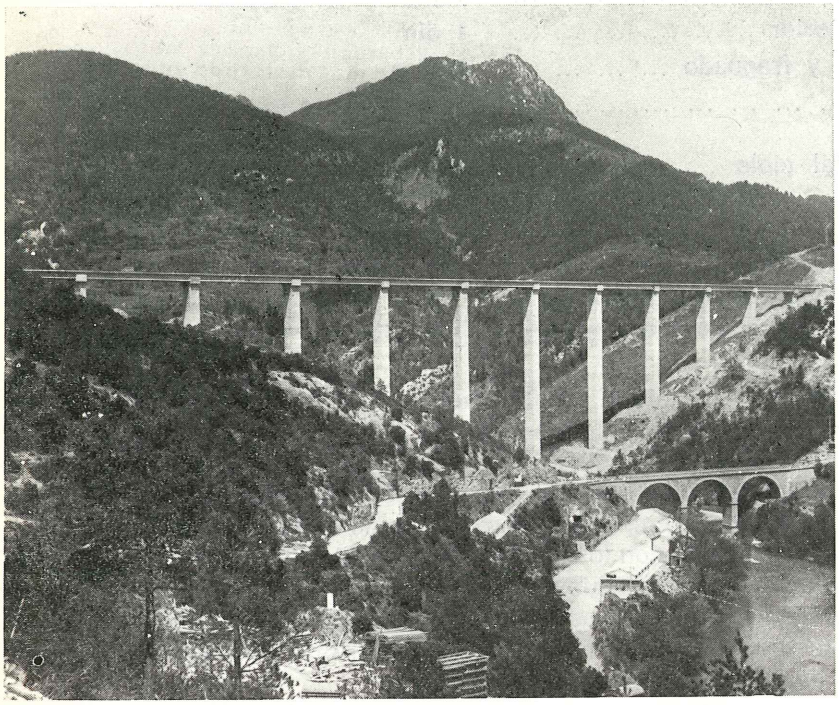
para una relación canto luz de 1/10.

La calidad de los materiales empleados es:

Para el hormigón:	H-180	en zapatas
	H-250	en pilas y estribos
	H-350	en la cuba
Para el acero:	A-50	en armado
	A-190SE	en pretensado

La obra ha sido construida por Ferrovial, S. A., para la Confederación Hidrográfica del Segura, siendo Ingeniero Director del proyecto José Bautista Martín. La cimbra autoportante ha sido suministrada por Mecanotubo. El sistema de pretensado empleado es el C.T.T. El proyecto ha sido desarollado a nivel de detalle por Ignacio Granell, José Ignacio González Esteban y Rodrigo Bernárdez Maquieira, de EUROESTUDIOS, S. A., y la construcción está a cargo de los ingenieros de Ferrovial, Daniel Ruiz y Antonio Muñoz.

VIADUCTOS DE: LA BAELLS Y ORIO



ferrovial muestra con orgullo estas dos magníficas obras, que son prueba de la calidad de todas sus construcciones. Calidad que le ha sido reconocida, con el Trofeo Internacional de 1975, **como Empresa más destacada en su sector.**

VIADUCTO DE LA BAELLS

Este viaducto tiene una longitud de 483 metros, y las pilas que totalizan 619,9 metros lineales son de sección rectangular hueca, **siendo la pila central** record de altura en España por sus **98,5 metros.**

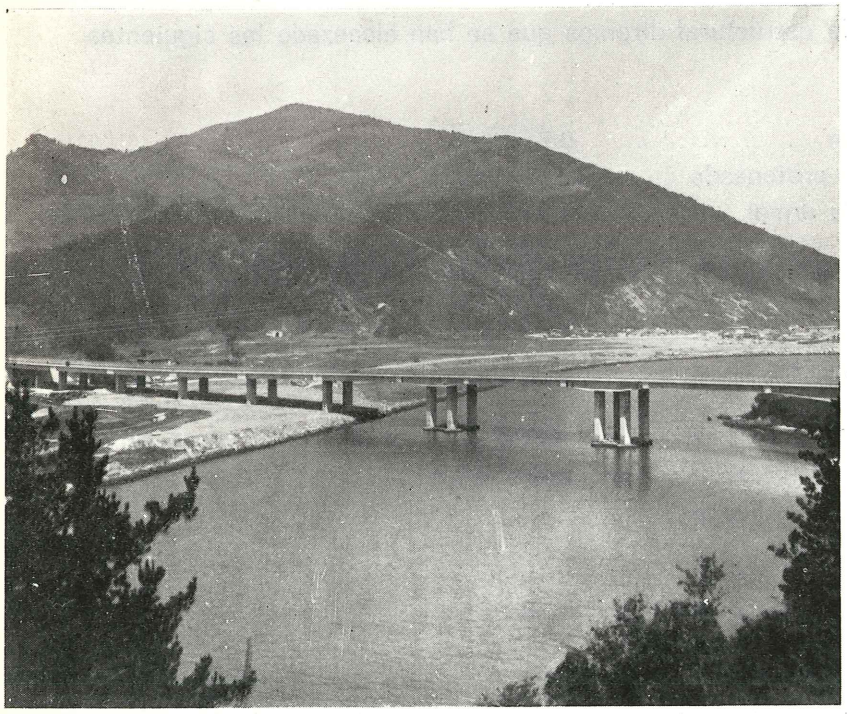
Se comenzó la excavación de la cimentación a primeros de Junio de 1974, habiéndose terminado el viaducto, incluso aceras y barandillas, a mediados de Mayo de 1975. El plazo de ejecución ha sido por tanto. de once meses y medio.

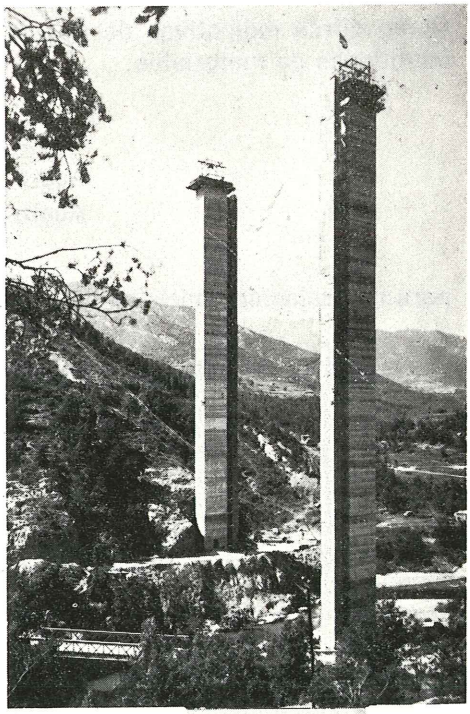
VIADUCTO DE ORIO

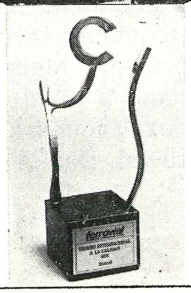
Este viaducto tiene 476 metros de longitud, divididos en nueve vanos con luces de 45,80 metros y altura máxima de pilas de 20 metros. Está cimentado sobre pilotes, trabajando por punta sobre roca a gran profundidad, **siendo los de la pila cuatro,** con sus **48,75 metros de longitud,** record de esta autopista y uno de los mayores de España.

La luz prevista de canal de navegación es de 78 metros, lo que ha obligado a la construcción **de un canteliver de 24,5 metros,** el mayor de la autopista.

El plazo de ejecución ha sido de doce meses.







"Trofeo a la Calidad 1975"

ferrovial

EMPRESA CONSTRUCTORA Lagasca, 84 – Madrid-1

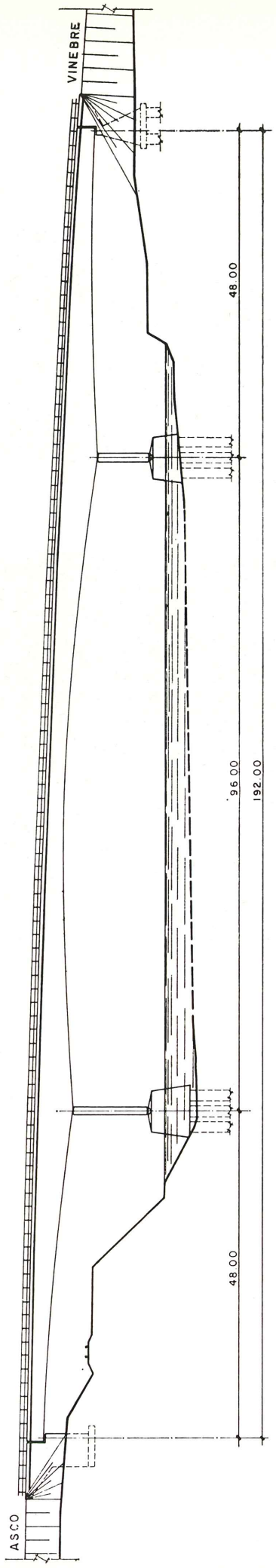


591-2-106

Puente de Ascó

R. CHUECA EDO
Ingeniero de Caminos

El puente de Ascó atraviesa el río Ebro entre las localidades de Ascó y Vinebre, a unos 80 km de Tarragona. En la margen izquierda del río pasa también el ferrocarril Madrid-Barcelona. Ha sido proyectado por José Antonio Torroja, Rafael Chueca y José María de Villar y la construcción la ha llevado a cabo la empresa Fernández Constructor, bajo la dirección del ingeniero de la Diputación de Tarragona, José María Alonso Biarge.



ALZADO

Fig. 1

La construcción de este puente fue promovida por la Diputación de Tarragona para unir las dos márgenes del río que, hasta entonces, lo estaban únicamente por una barcaza. Con posterioridad a la adjudicación de la obra, y en el momento que se estaba comenzando a desarrollar el proyecto, las empresas propietarias de la Central Nuclear de Ascó, que se halla actualmente en construcción, se pusieron en contacto con la Diputación para que el puente pudiese soportar el paso de las cargas excepcionales con destino a dicha central.

El puente consiste en una viga continua pretensada, con luces de 48 + 96 + 48 m, construida por el método de avance por voladizos sucesivos (fig. 1).

En su dimensionamiento han sido decisivos los esfuerzos introducidos por la sobrecarga excepcional, que es una carga de 600 Mp repartida a lo largo de 45 m. Se aprecia la gran diferencia de las envolventes de momentos flectores producidas por la carga de la Instrucción actual y por la carga excepcional (fig. 2).

Esta diferencia persiste para las envolventes de esfuerzos cortantes (fig. 3).

El estribo, lado Vinebre, es del tipo «perdido» y en él se dispone la articulación fija del tablero.

En el lado Ascó, el estribo es un muro de hormigón con sección en «T» invertida.

La cimentación de cada pila consiste en 6 pilotes perforados de 1,50 m de diámetro. Se construyeron sobre isla artificial y el encepado se hormigonó sobre la misma, fuera del nivel normal del agua. Con objeto de que no fuesen visibles los pilotes en estiaje se revistió el encepado con unos faldones prefabricados de hormigón (fig. 4). La pila es una pantalla rectangular unida al encepado y al tablero por medio de articulaciones plásticas para funcionar como péndulos y ahorrarse los costosos aparatos de apoyo.

ENVOLVENTES DE MOMENTOS

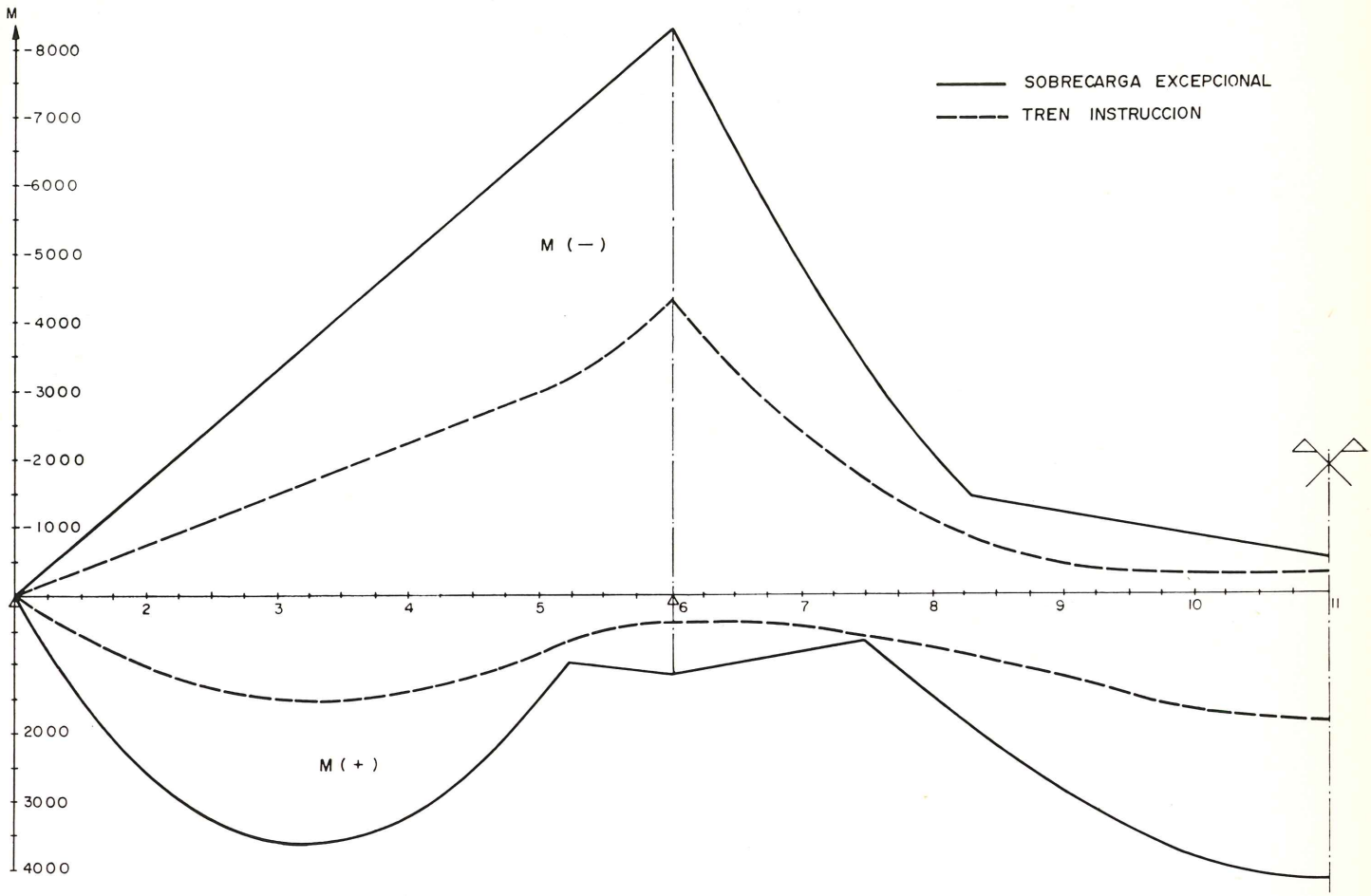


Fig. 2

ENVOLVENTES DE CORTANTES

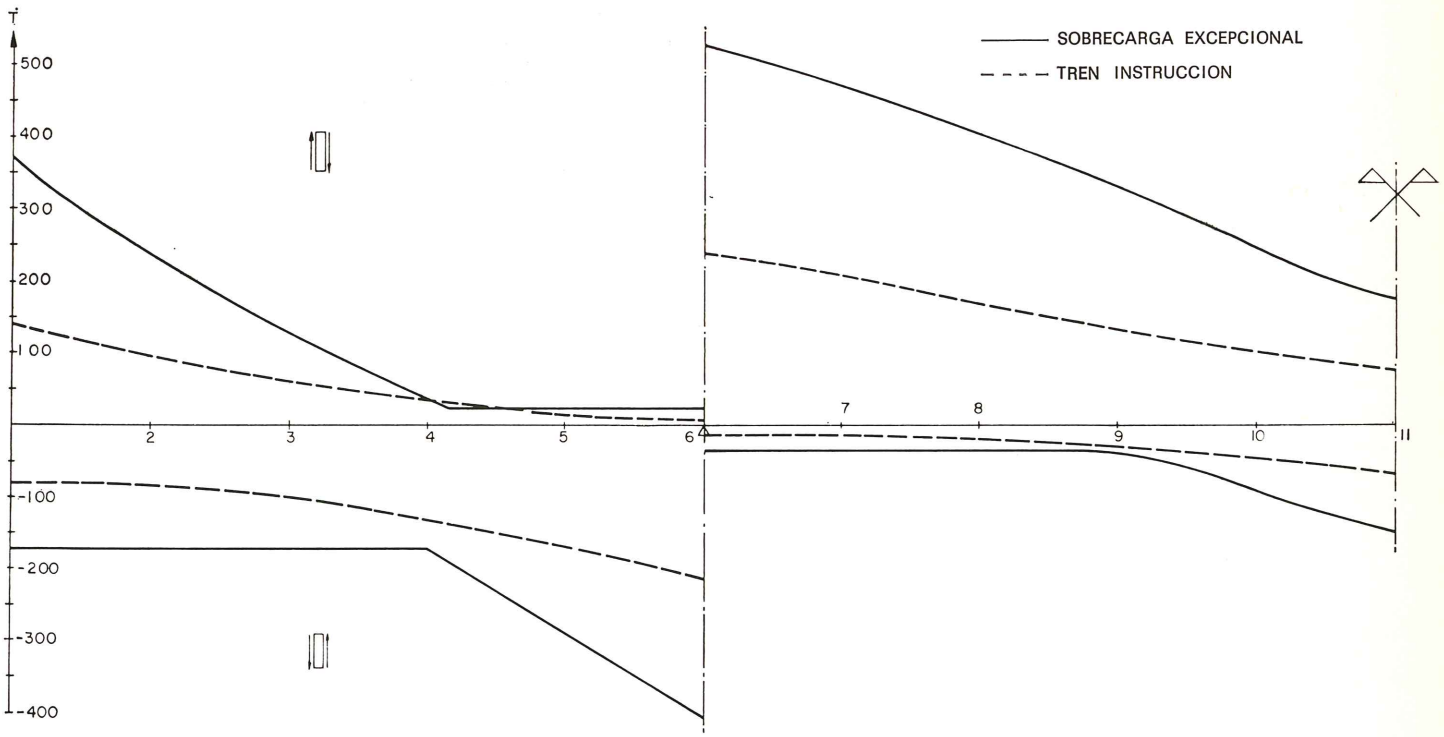
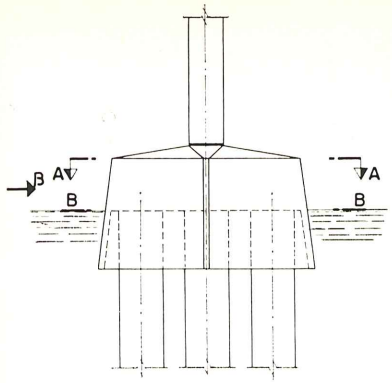
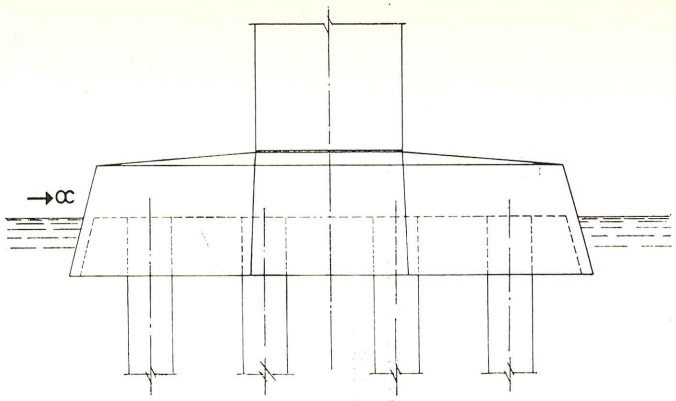


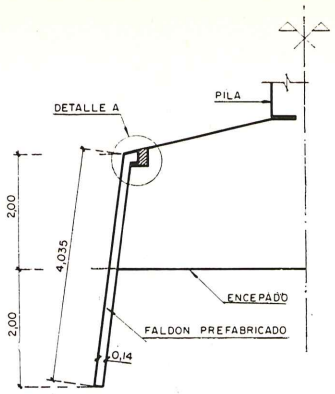
Fig. 3



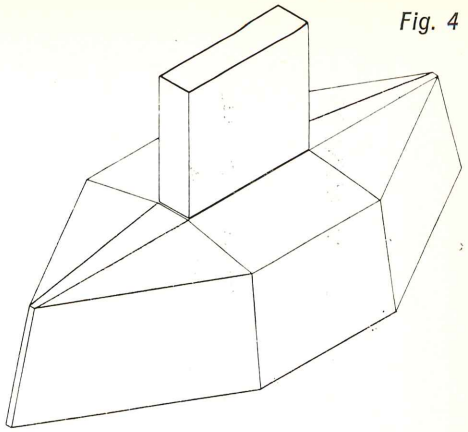
ALZADO ∝



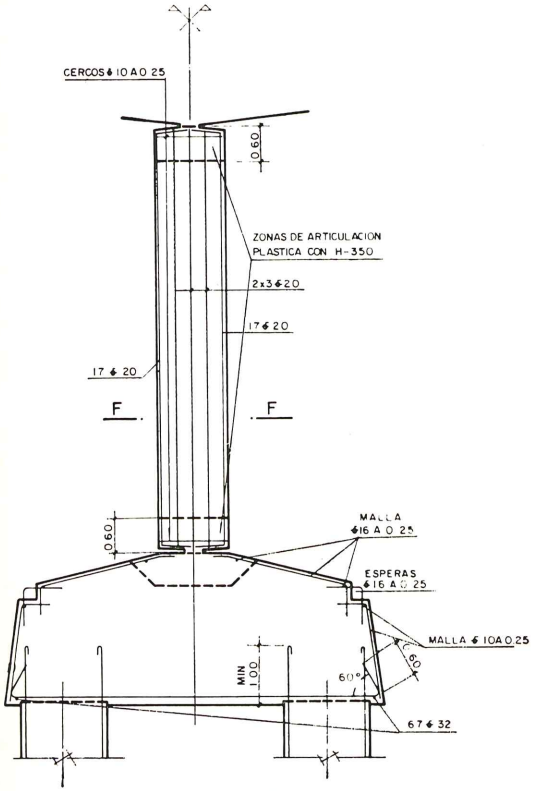
ALZADO β



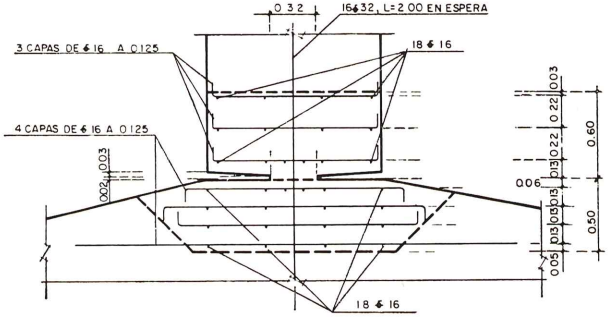
SECCION C-C



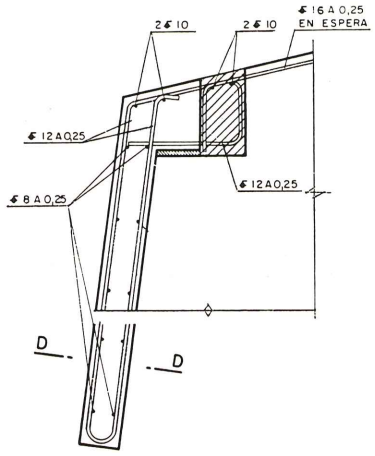
PERSPECTIVA



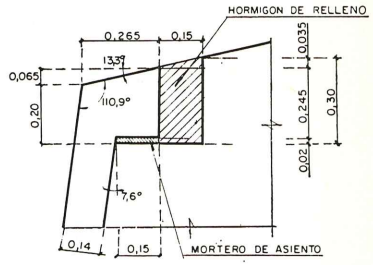
SECCION B-B



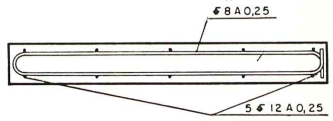
REFUERZO EN ARTICULACIONES



ARMADURA



DETALLE A



SECCION D-D

CANTIDAD DE PIEZAS

TIPO	Nº
A	4
A'	4
B	44
C	8
C'	8

Las piezas A' son simétricas de las A y las C' lo son de las C.

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGON	EN FALDONES PREFABRICADOS Y DE RELLENO	H-250
ACERO	DE ALTA ADHERENCIA (ϕ)	$\sigma_e \geq 4600\ Kg/cm^2$

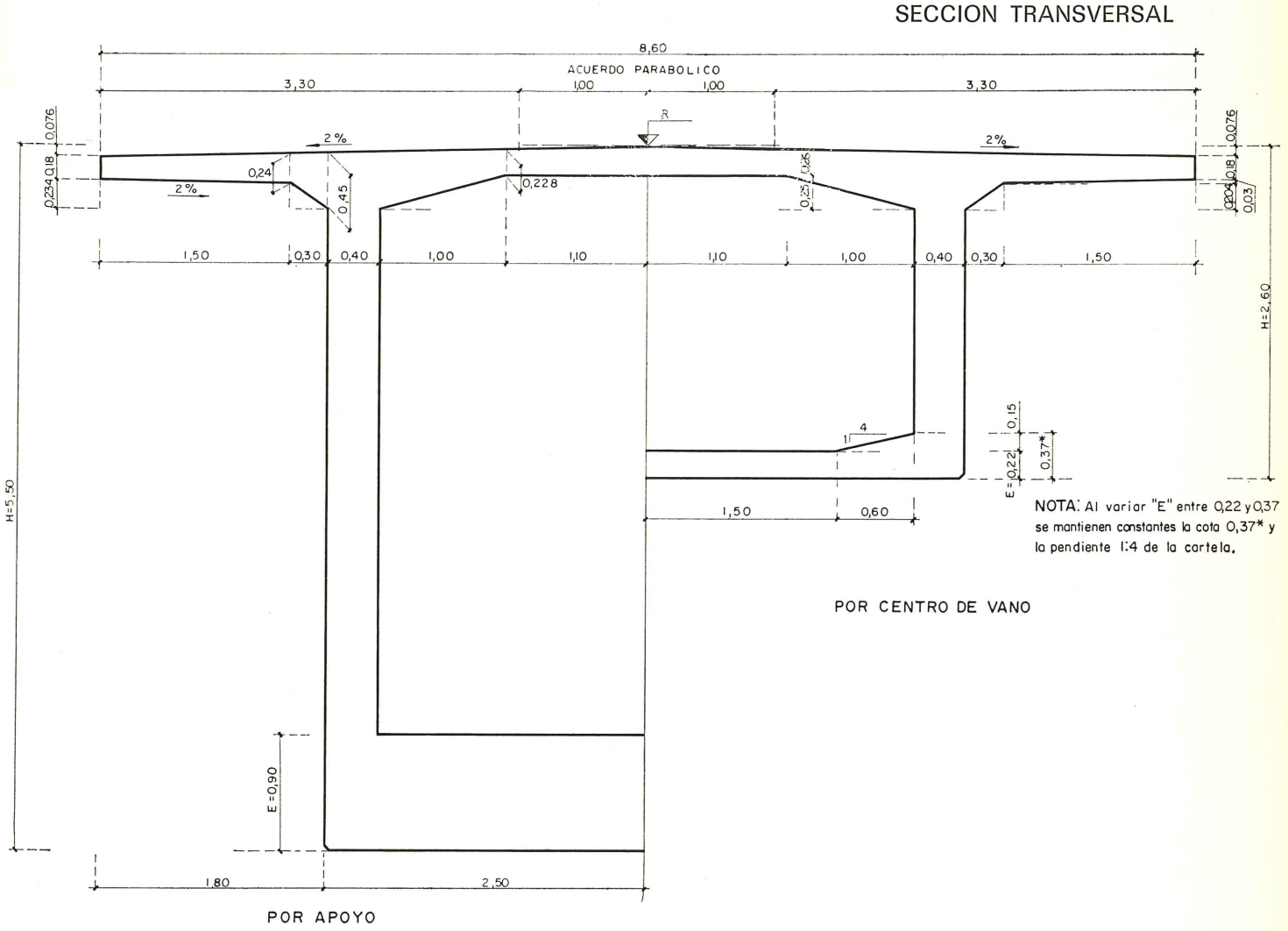


Fig. 5

El dintel tiene sección en cajón unicelular con canto variable entre 5,50 y 2,60 m según una ley parabólica de segundo grado. Su ancho superior es de 9,00 m, el inferior de 5,00 m y las almas tienen 0,40 m de espesor (fig. 5).

A pesar de la carga excepcional ha sido posible absorber los esfuerzos transversales y cortantes únicamente con armadura pasiva.

El pretensado longitudinal se ha realizado por medio de tendones de 12 cordones de 1/2 pulgada, con elementos del sistema Freyssinet. El pretensado superior durante el avance en voladizo se introduce mediante 42 tendones. El pretensado de continuidad consta de 2 tendones superiores, 12 inferiores en cada vano lateral y otros 29 inferiores en el vano central. Las dovelas del vano central se han hormigonado sobre carro de avance y las laterales sobre cimbra. Los momentos de desequilibrio se han absorbido mediante puntales provisionales metálicos que se iban desplazando según progresaba la construcción.

La construcción del tablero se inició por el hormigonado de una zona sobre cimbra de 10,60 m de longitud sobre la que se montó el carro de avance Dywidag. Sucesivamente se hormigonaron de un lado 10 dovelas de 4,55 m y del otro 4 de 9,75 m (fig. 6).

Una vez completados los 2 voladizos se hormigonó la dovela de cierre, de 1,80 m de longitud, mediante unos encofrados colgados de los extremos de las ménsulas.

SECCIONES DE LA COLOCACION DE LAS DOVELAS

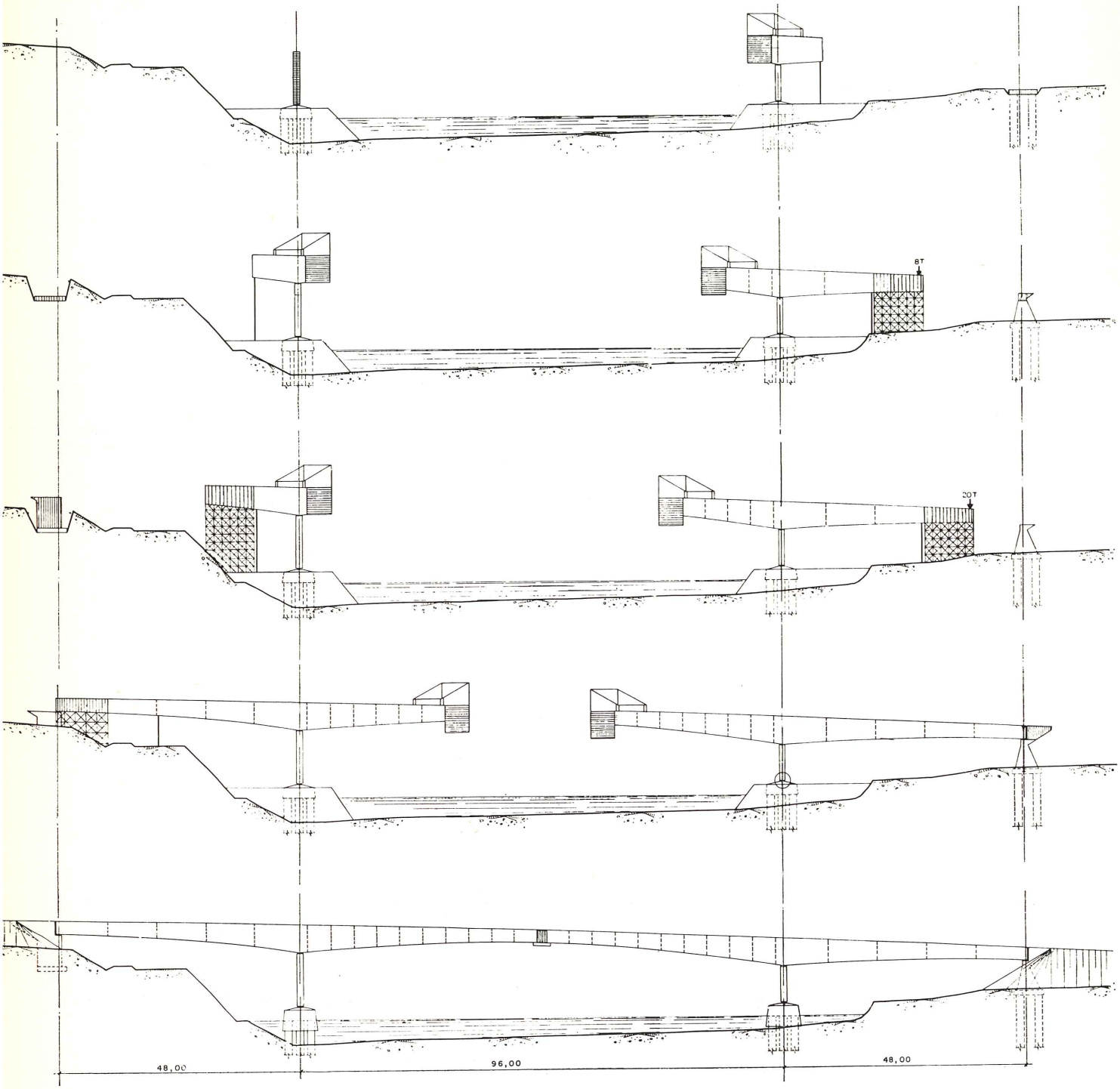


Fig. 6

Los anclajes se disponían en las cartelas del forjado superior e inmediatos a las armaduras del alma, pero sin penetrar en su interior, para facilitar la elaboración y montaje de las mismas.

En la figura de la primera página de este artículo, hay una vista del conjunto del puente terminado.

La construcción comenzó a principios de 1973 y el puente se abrió al tráfico en octubre de 1974.

Puente de Juanambú (Colombia)

J. M.ª DE VILLAR LUENGO
Ingeniero de Caminos

El Ministerio de Obras Públicas de la República de Colombia, sacó a concurso en mayo de 1972 el Proyecto y Construcción de un puente sobre el río Juanambú, en la carretera Panamericana, entre las localidades de Pasto y Popayan y a unos 250 km de esta última.

La empresa colombiana ESTRUCTURAS PRETENSADAS, concesionaria, en su país del sistema Barredo, nos encargó a los ingenieros Torroja, Chueca y Villar, la realización del proyecto de licitación, que fue presentado en Bogotá en julio de 1972.

El valle a salvar, como puede apreciarse en la figura 1, es un cañón de pendientes muy escarpadas y ligeramente asimétrico, correspondiendo la ladera más abrupta al lado Pasto (izquierda de la fotografía).

La carretera prevista, presentaba un perfil longitudinal horizontal con una altura de rasante sobre el fondo del valle de 100 m, que obligaba a una longitud total de estructura de 200 m.

En planta, el eje era recto en toda la zona de estructura a excepción de los últimos 15 m correspondientes al lado Popayan, en los que se desarrollaba una alineación circular de 63 m de radio.

La anchura de plataforma exigida era de 8,90 m, capaz para albergar una calzada de 7,90 m y dos bordillos-barrera de 0,50 m.

El terreno, según el informe geológico facilitado por el Ministerio, era de formación ígnea, predominando las diabasas muy homogéneas y compactas, salvo en las capas superficiales en que se presentaban muy meteorizadas.

Existían también zonas con depósitos aluviales de pequeña potencia que se hacían más importantes en la ladera derecha donde su aspecto era muy compacto y cementado.

En conjunto podía resumirse como un terreno apto para la realización de cimentaciones directas, admitiéndose tensiones de 5 kp/cm^2 en la ladera izquierda sobre la roca ígnea o andesita y de 4 kp/cm^2 en la derecha, donde se podía apoyar sobre el manto aluvial antes mencionado.

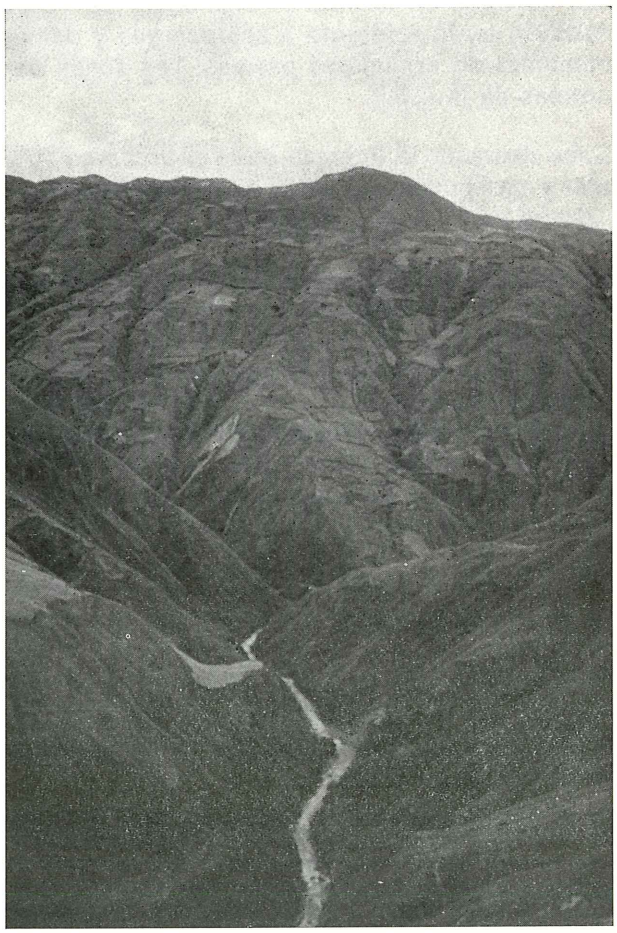


Fig. 1. Vista general del valle

A la vista de las características topográficas y geotécnicas del valle, se tanteó inicialmente una solución en arco de hormigón armado, de 120 m de luz, muy económica de materiales, pero de cara ejecución, razón que tuvo gran influencia en el cómputo general e hizo desechar esta idea y pensar en el tramo recto pretensado construido por dovelas hormigonadas in situ, mediante carros de avance.

El encaje de luces estaba muy condicionado al adoptar este tipo de solución, ya que la construcción por voladizos sucesivos se adapta muy bien a vanos centrales de luz doble que los laterales, que permiten llevar compensados los vuelos a ambos lados de la pila, durante la construcción, además como quiera que la pila 1 (la izquierda en el alzado) no debía emplazarse a más de 45 m del estribo, para no quedar excesivamente próxima del escarpe del terreno en que aumenta bruscamente la pendiente; la luz central debía oscilar entre 90 y 100 m.

Se estudiaron y presentaron dos soluciones alternativas: La primera (a la que corresponde el plano de la fig. 2), con luces de 45 - 90 y 45 m completados con un tramo de acceso de 20 m de luz independiente de la estructura principal, y la segunda con luces de 45 - 100 y 55 m. Esta última presentaba una ventaja estética, pero tenía el inconveniente de ser económicamente un 7 % más cara, debido al incremento de materiales introducido por el aumento de la luz central y a la menor facilidad de construcción por la asimetría de los voladizos.

El Ministerio de Obras Públicas se mostró desde los primeros momentos muy interesado en estas soluciones, por ser la primera vez que en Colombia se podía construir un puente de estas características. (El resto de las ofertas presentadas correspondían a tramos isostáticos de vigas pretensadas con luces inferiores a 40 m).

En enero de 1973 nos fue adjudicado el concurso, eligiéndose la solución con tramo de acceso.

El proyecto definitivo de obra no introdujo cambios respecto al de licitación.

Los cálculos se realizaron siguiendo las «Especificaciones para puentes de carretera» de la AASHO, en lo referente a sobrecargas y demás acciones exteriores, así como para el dimensionamiento de armaduras pasivas. Las zonas de hormigón pretensado se calcularon según las normas de la A.S.P.

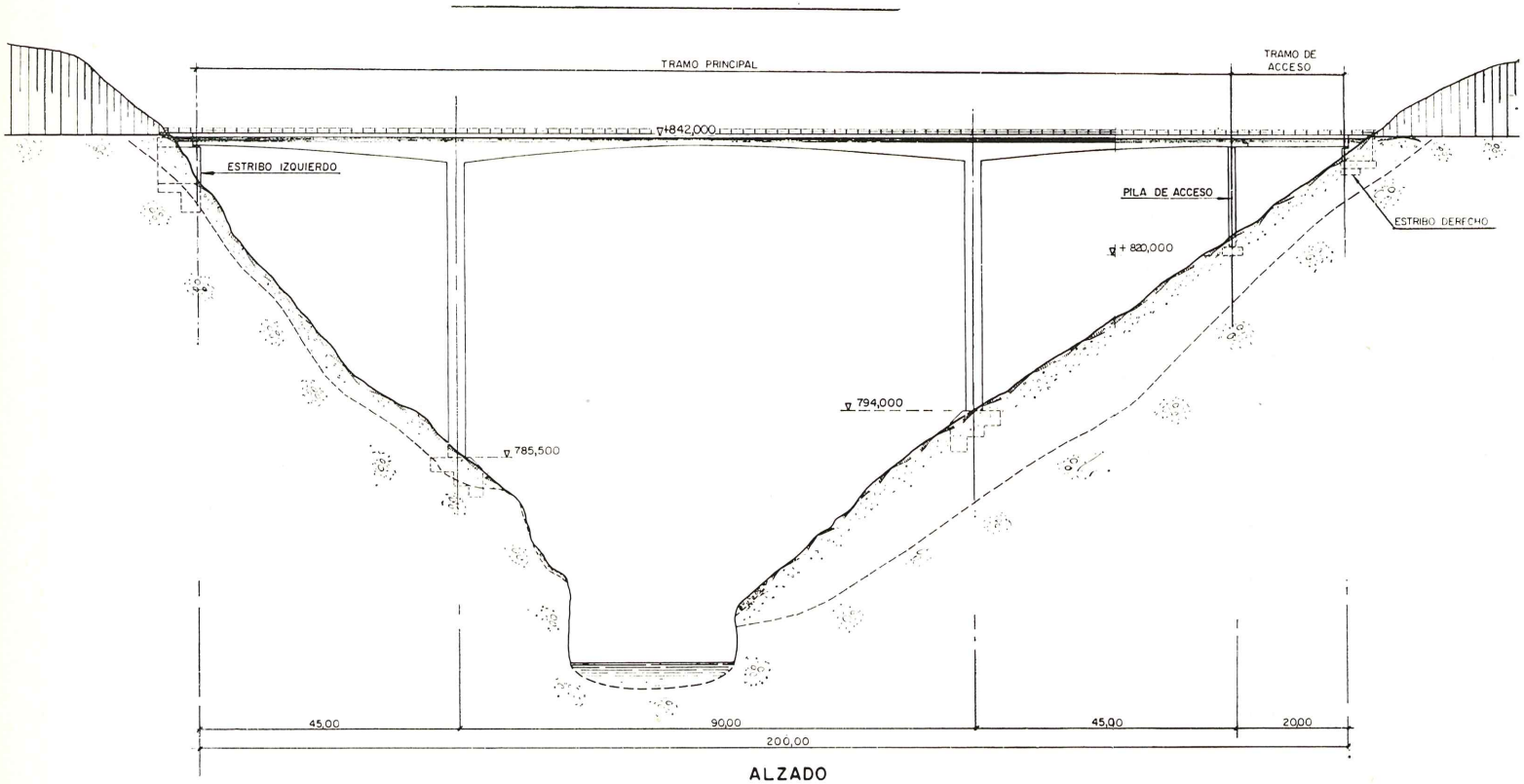
Cabe destacar la ligereza de la sobrecarga AASHO, compuesta por una carga uniforme de 2,1 t/m y una puntual de 18 t, en comparación con la de nuestra instrucción que hubiese sido de 3,2 t/m y 60 t respectivamente.

Estructuralmente la solución adoptada consta de un pórtico continuo de 3 vanos, empotrado en las pilas 1 y 2 y apoyado a través de placas de neopreno, en el estribo izquierdo y en la pila 3, prolongado con un tramo isostático de 20 m de luz, apoyado a su vez, a través de neopreno, en el extremo derecho del pórtico y en el estribo del lado Popayan.

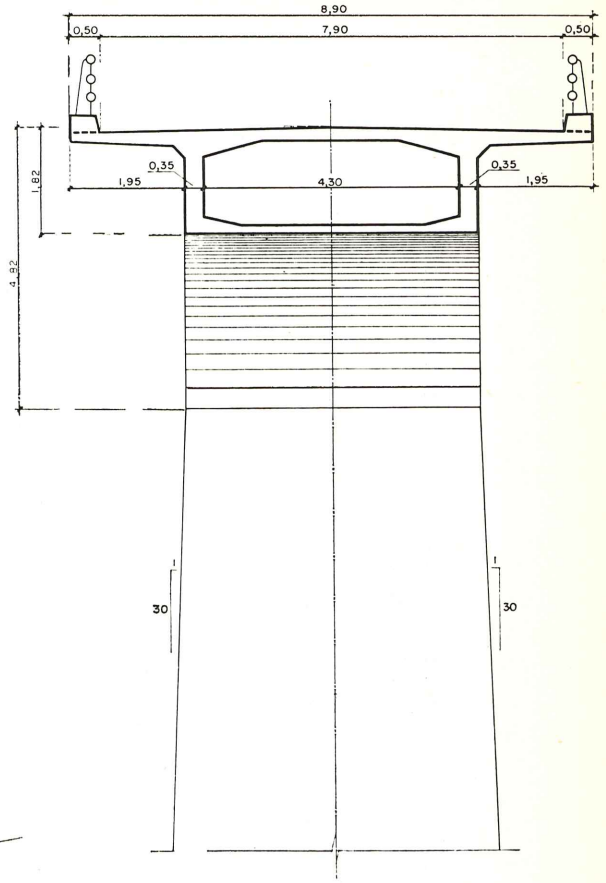
Las pilas 1 y 2 que forman parte del pórtico principal, tienen una altura máxima de 58 m. Su sección es celular rectangular, con paredes de 0,35 m de espesor y dimensiones exteriores de 3 m, constantes en toda la altura en sentido longitudinal y variable en sentido transversal, con 5 m en coronación y paramentos con taludes de 1/30, abriéndose hacia la cimentación.

Como puede observarse, las pilas son muy esbeltas, pese a estar situada la estructura en zona de gran sismicidad, con el fin de disminuir los esfuerzos originados en ellas por el acortamiento del tablero debido a la fluencia, retracción y temperatura. Esta esbeltez es posible porque, según la norma AASHO, la fuerza horizontal a considerar sobre cada elemento, equivalente a la actuación del mismo es el 2 % de la carga permanente, mientras que en circunstancias similares, la indicada por la norma española vigente en la fecha de la redacción del proyecto era del 8 % (cuatro veces superior).

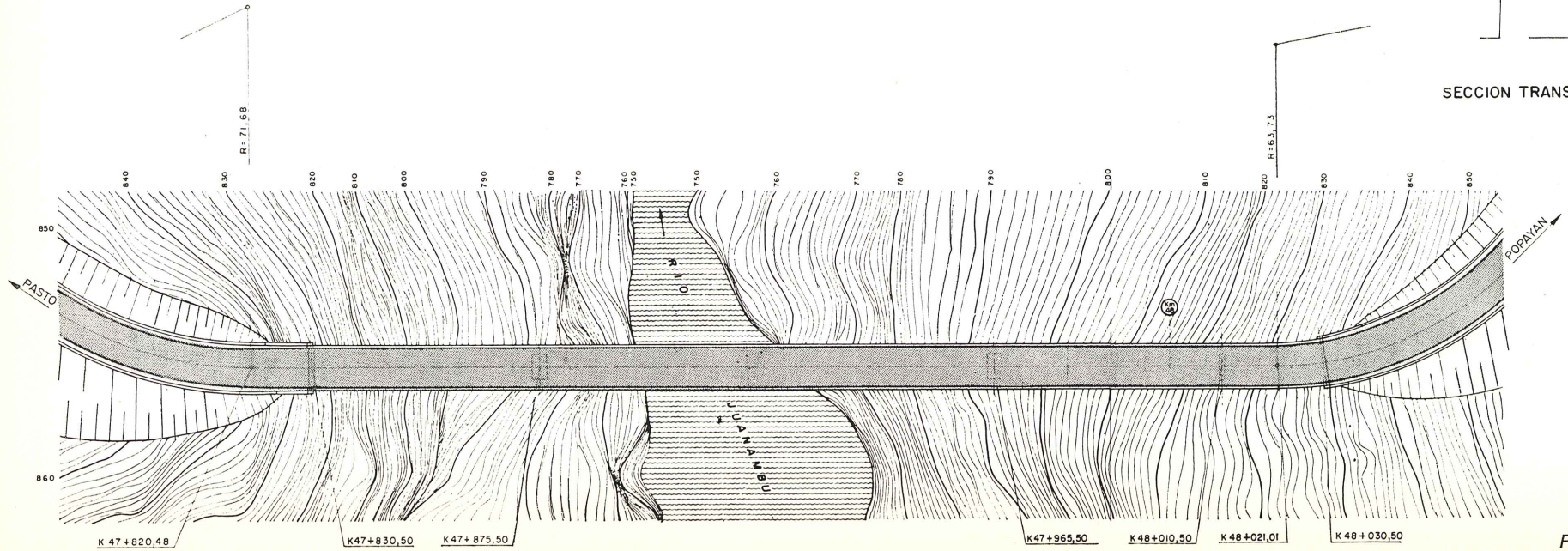
La cimentación es directa y escalonada, apoyando la pila 1 en la roca y la 2 en el conglomerado aluvial. Al ejecutarse la excavación de esta zapata, aparecieron lajas de cenizas volcánicas disgregadas, por lo que la Dirección de Obra ordenó bajar hasta la andesita, situada 8 m más abajo, rellenando posteriormente este exceso de excavación con hormigón ciclópeo. La excavación se realizó mediante sucesivas terrazas.



ALZADO



SECCION TRANSVERSAL POR CENTRO DE VANO



PLANTA GENERAL

Fig. 2. Plano general del puente

La pila 3, entre el tramo principal y el de acceso, es una pantalla de hormigón armado de 1 m de espesor y 5 m de anchura, constantes en toda su altura.

El tablero del tramo principal es una viga de sección en cajón monocelular, de hormigón pretensado, de canto variable entre 1,82 m en clave y 4,80 m en el arranque de pila.

La anchura del cajón es de 5 m y va rematado superiormente por dos voladizos de 1,95 m que proporcionan el ancho total de la plataforma.

Las almas son verticales, con espesores constantes de 0,35 m, mientras que el del forjado inferior varía desde 0,16 m en centro de vano hasta 0,55 en arranque de pila.

El forjado superior tiene un espesor de 0,26 m, de los que 3 cm corresponden al sobrespesor dado al recubrimiento de la armadura transversal superior con el fin de prevenir posibles desgastes del mismo, ya que no está prevista la extensión de pavimento sobre él. Como es lógico, no se consideró este sobrespesor a efectos resistentes y en cambio al evaluar la superestructura se consideró el peso de un pavimento para permitir una futura colocación.

La unión del tablero con las pilas se realizan por empotramiento de las paredes de aquéllas en las almas de la zona hormigonada sobre cimbra del tablero y en unos diafragmas inclinados, que constituyen la célula triangular que puede apreciarse en la sección I - I de la figura 3.

La zona hormigonada sobre cimbra tiene una longitud de 10 m, necesarios para el montaje de un carro. Es asimétrica respecto al eje de la pila, con vuelos de 6,80 m, hacia el vano lateral y 3,20 m, hacia el central.

En el encofrado de cierre de sus frentes, al igual que en los restantes frentes de dovelas, van dispuestos unos cajeados con el fin de formar un machihembrado que mejore la unión de los hormigones en las juntas.

Su hormigonado se realizó en tres fases:

1.ª El forjado inferior.

2.ª Las almas y diafragmas.

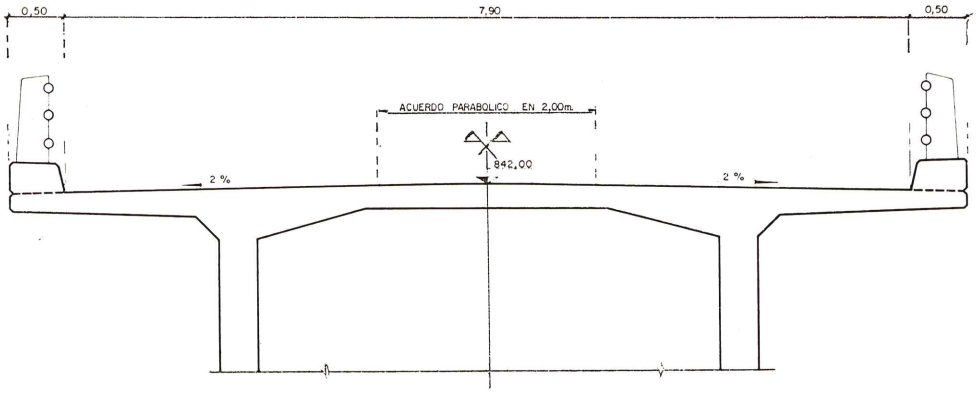
3.ª El forjado superior, cuyo peso fue resistido por las zonas anteriores, necesitándose únicamente cimbra para soportar el peso de la 1.ª y 2.ª fase.

Una vez montado el primer carro se hormigonó la dovela 1, contigua a la zona de menor vuelo y alcanzada la resistencia necesaria se trasladó el carro sobre ella permitiendo el montaje del segundo carro, y prosiguiéndose el avance alternativo en ambos voladizos. Los carros de avance han sido construidos en España por Ingeniería FLORS.

Los voladizos correspondientes al vano central constan de 12 dovelas y los de los vanos laterales de 11. Todas las dovelas son de 3,42 m de longitud y se hormigonan mediante un blondín.

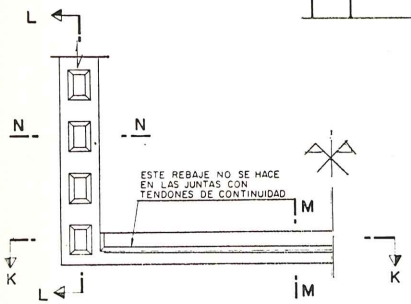
El tablero se completa con la dovela de cierre en clave, de 1,60 m de longitud y las dovelas sobre el estribo y la pila 3. Estas últimas van macizadas y se hormigonan in situ. La situada sobre la pila 3 tiene sección en forma de «L», para permitir el apoyo a media madera del tramo de acceso.

Como puede observarse en las secciones E-E y F-F de la figura 4, se han previsto tanto en la superficie superior de estribos y pila 3, como en la inferior del tablero, unos resaltos o topes antisismo, que encajan perfectamente unos en otros, para lo que se han hormigonado los superiores contra los inferiores ya realizados, separándolos mediante unas placas de porespan. El objeto de estos topes es impedir movimientos transversales del tablero bajo solicitación sísmica. También se han dispuesto en el plano de apoyo a media madera del tramo de acceso sobre el puente principal. En la figura 5, se aprecia en primer término la coronación de la pila 3, con los resaltos antisismo que acabo de comentar.

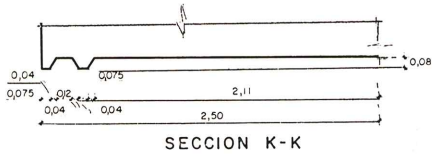


CALZADA Y BARANDILLAS

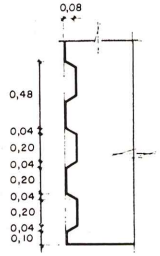
ESCALA 1:25



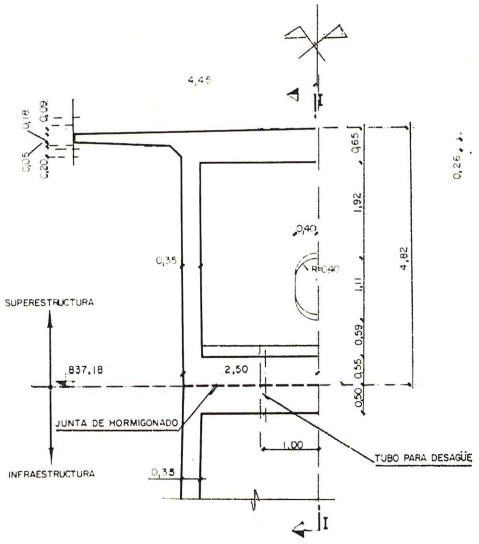
ALZADO DE FRENTE DE DOVELA



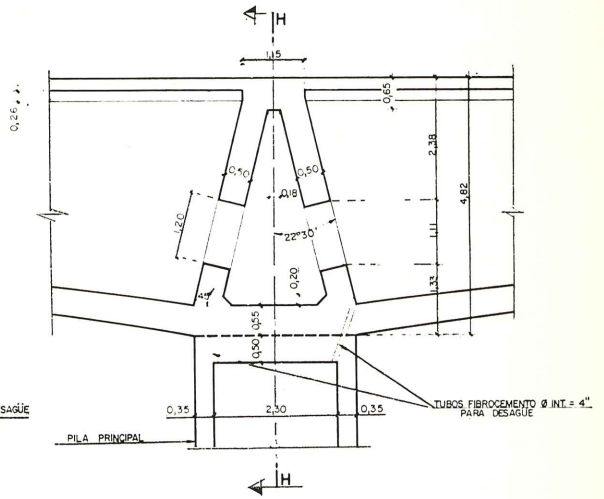
SECCION K-K



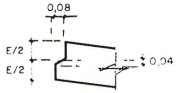
SECCION L-L



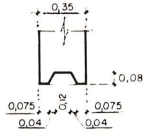
SECCION H-H



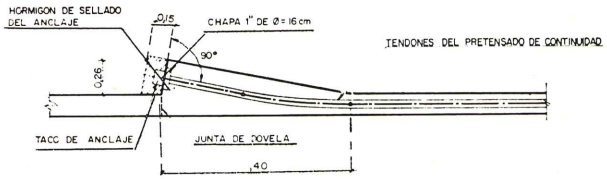
SECCION I-I



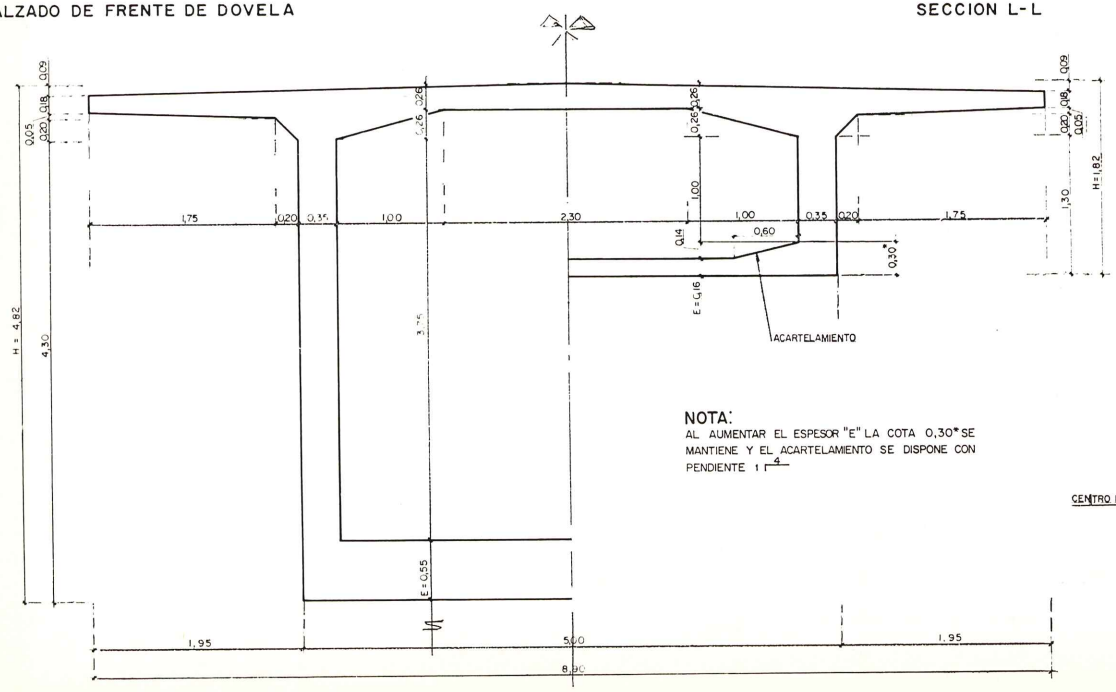
SECCION M-M



SECCION N-N



POR EJE DE TENDON



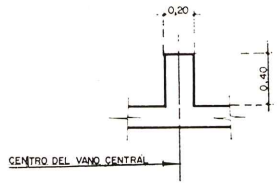
POR PILA

EN CENTRO DE VANO

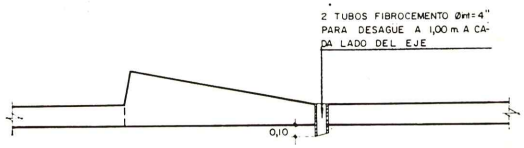
SECCION B-B

NOTA:

AL AUMENTAR EL ESPESOR "E" LA COTA 0,30* SE MANTIENE Y EL ACARTELAMIENTO SE DISPONE CON PENDIENTE 1 : 4



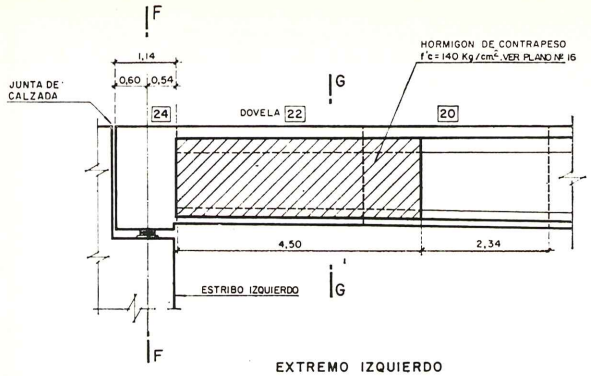
DETALLE B



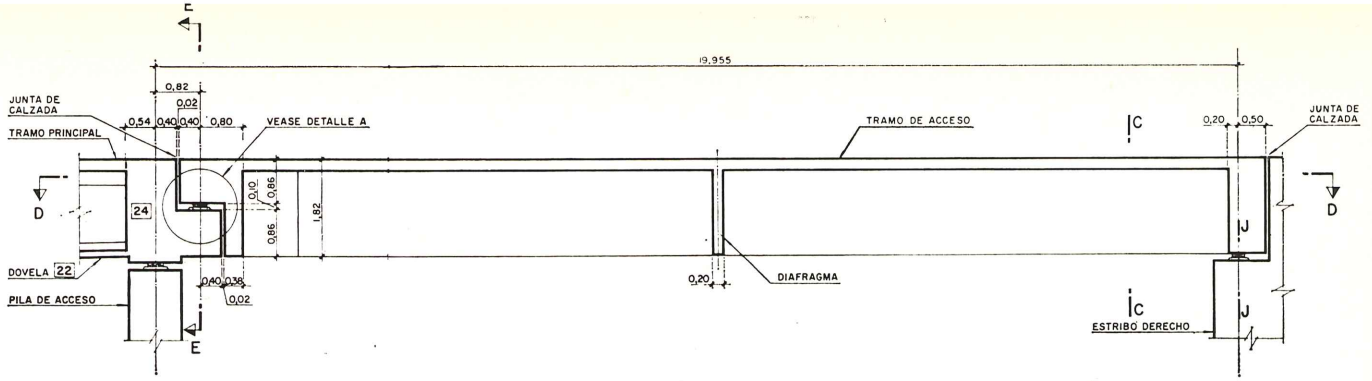
DETALLE A

POR DESAGÜE

Fig. 3

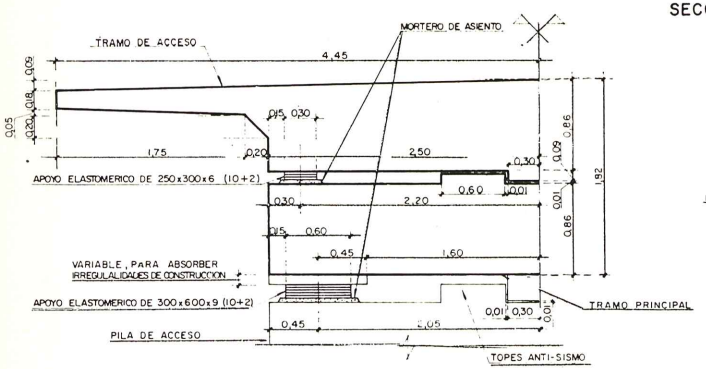


EXTREMO IZQUIERDO

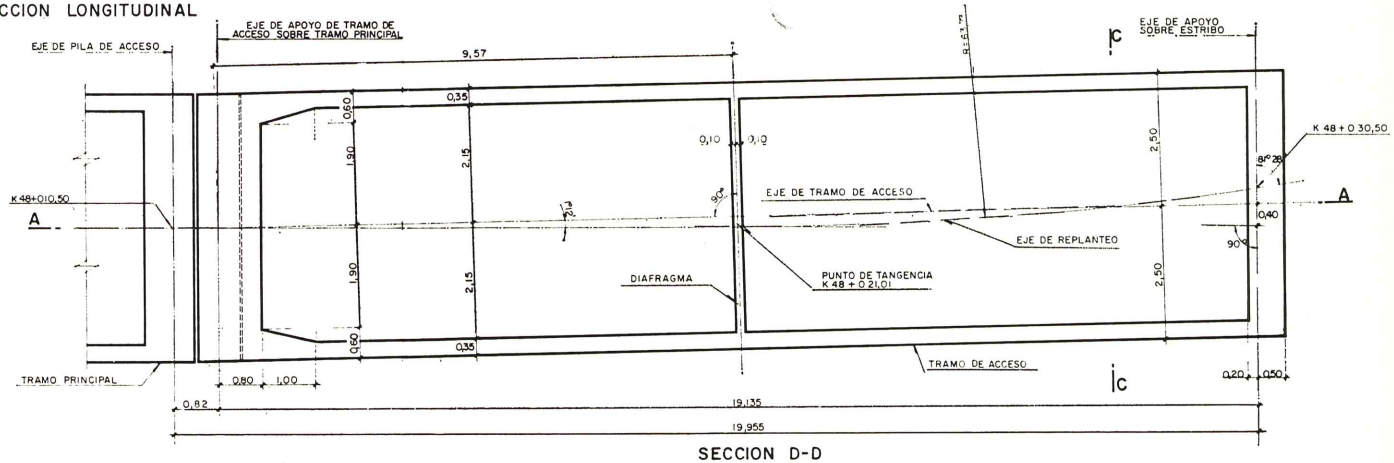


EXTREMO DERECHO Y TRAMO DE ACCESO (A-A)

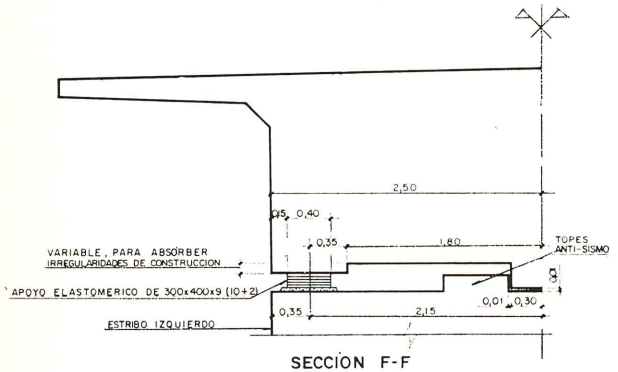
SECCION LONGITUDINAL



SECCION E-E



SECCION D-D

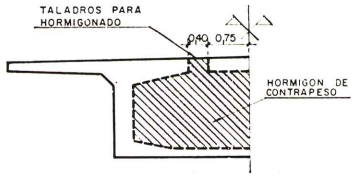


SECCION F-F

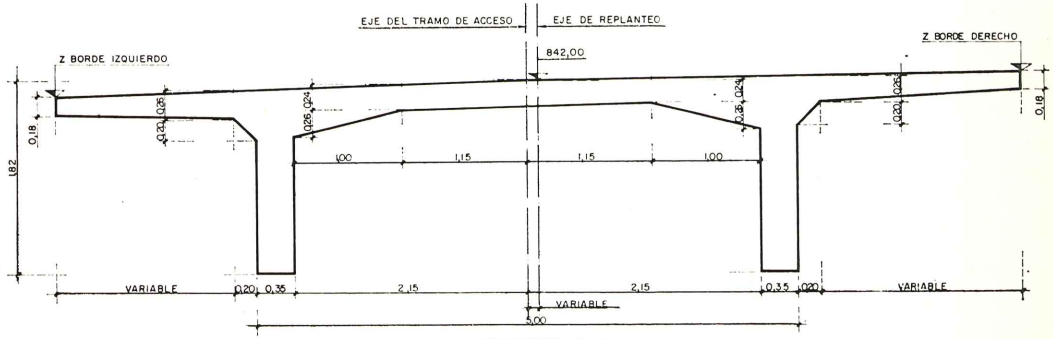
P.K.	BORDE IZQUIERDO			BORDE DERECHO		
	X	Y	Z	X	Y	Z
48+010,92	-10,09	4,45	841,91	-10,09	-4,45	841,91
48+013,50	-7,51	4,45	841,91	-7,51	-4,45	841,95
48+016,00	-5,01	4,45	841,91	-5,01	-4,45	841,98
48+018,50	-2,51	4,45	841,91	-2,51	-4,45	842,01
48+021,00	-0,01	4,45	841,89	-0,01	-4,45	842,05
48+023,50	2,32	4,50	841,87	2,66	-4,40	842,08
48+026,00	4,64	4,63	841,86	5,33	-4,24	842,11
48+028,50	6,95	4,86	841,84	8,00	-3,98	842,15
48+031,00	9,25	5,18	841,82	10,64	-3,61	842,18

NOTA:

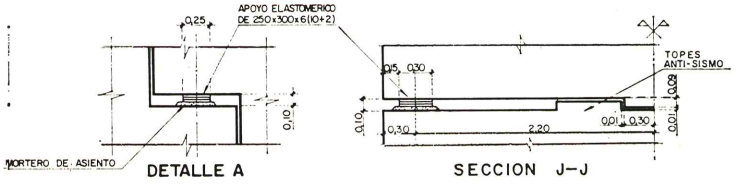
LOS BORDES DEL TABLERO SE DEFINEN SEGUN UN SISTEMA DE COORDENADAS X Y CON ORIGEN EN EL PUNTO DE COMIENZO DE LA CURVA CIRCULAR (VER PLANO DE PLANTA DE TABLERO). SE DAN LAS COORDENADAS DE LOS PUNTOS DE INTERSECCION DEL BORDE CON LA PERPENDICULAR AL EJE DE REPLANTEO EN EL P.K. INDICADO.



SECCION G-G



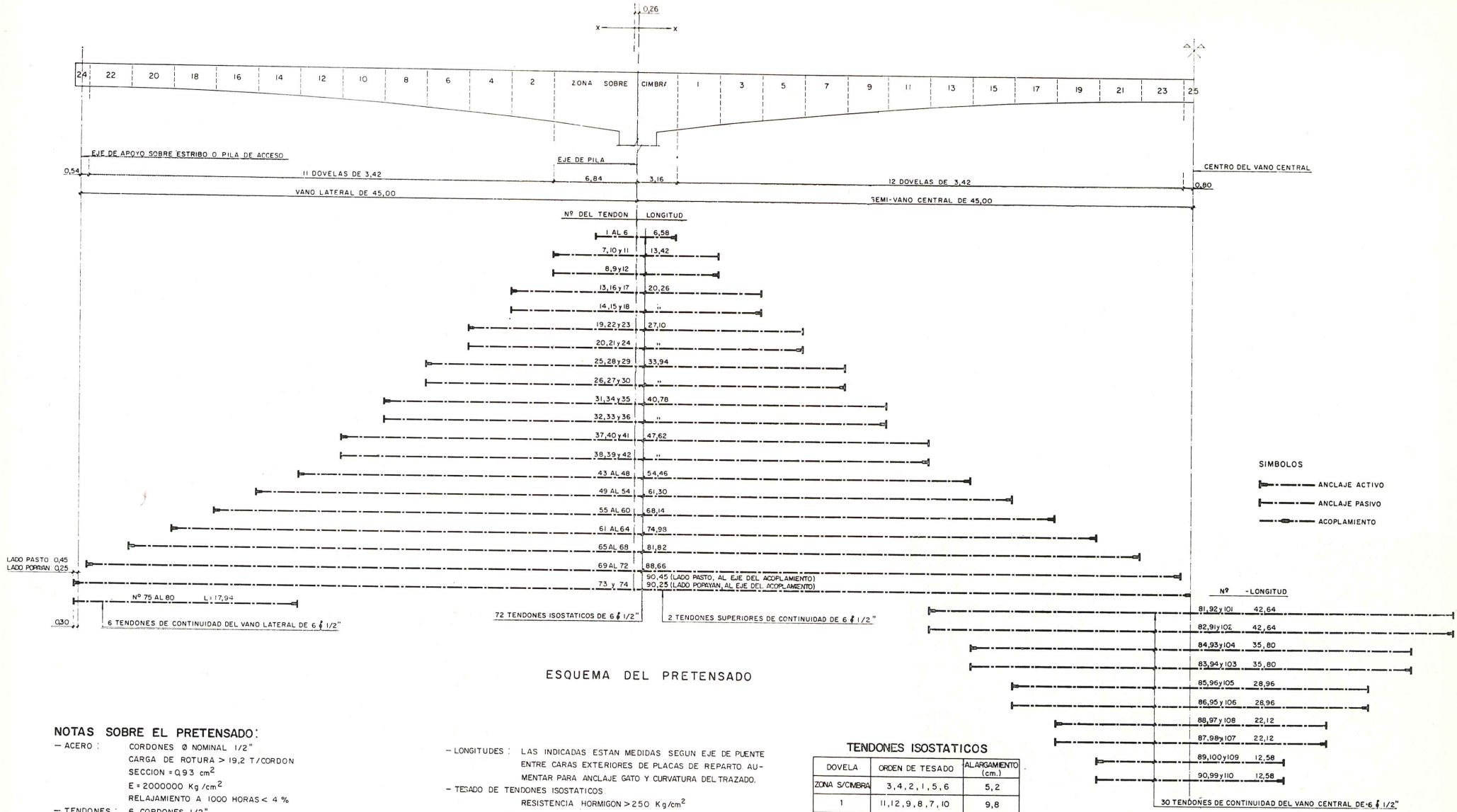
SECCION C-C



DETALLE A

SECCION J-J

Fig. 4



ESQUEMA DEL PRETENSADO

NOTAS SOBRE EL PRETENSADO:

- ACERO: CORDONES Ø NOMINAL 1/2"
  CARGA DE ROTURA > 19,2 T/CORDON
  SECCION = 0,93 cm^2
  E = 2000000 Kg/cm^2
  RELAJAMIENTO A 1000 HORAS < 4 %
- TENDONES: 6 CORDONES 1/2"
  Øint. VAINA = 55 mm.
  COEFICIENTE DE ROZAMIENTO = 0,25
  COEFICIENTE DE ONDULACION = 0,005 Rad/m.
- SISTEMA: BARREDO, GATO MULTI B-80
  Ø PISTON GATO = 190 mm.
  PERDIDA GATO – ANCLAJE = 6 %
  PENETRACION CUÑA = 8 mm.
- TESADO: A 260 Kg/cm^2 DE MANOMETRO, EQUIVALENTE A 69 T. MEDIDAS INMEDIATAMENTE DESPUES DEL ANCLAJE. EN LOS TENDONES 43 AL 72 SE PUEDE HACER SIMULTANEAMENTE EN AMBOS EXTREMOS O UNO TRAS OTRO.
- ALARGAMIENTOS: SE MEDIRAN PARA PRESIONES DE MANOMETRO ENTRE 50 y 260 Kg/cm^2 (ANTES DE ENCLAVAR LA CUÑA) PARA LOS TENDONES 43 AL 74 SE DA LA SUMA DE LOS ALARGAMIENTOS DE LOS DOS EXTREMOS
- LONGITUDES: LAS INDICADAS ESTAN MEDIDAS SEGUN EJE DE PUENTE ENTRE CARAS EXTERIORES DE PLACAS DE REPARTO AUMENTAR PARA ANCLAJE GATO Y CURVATURA DEL TRAZADO.
- TESADO DE TENDONES ISOSTATICOS
  RESISTENCIA HORMIGON > 250 Kg/cm^2
- TESADO DE TENDONES DE CONTINUIDAD
  - FASE I A LAS 12 HORAS DE HORMIGONADA LA DOVELA 25
    ORDEN: 81, 92, 73, 74, 75 Y 76.
  - FASE II RESISTENCIA HORMIGON DOVELA 25 > 250 Kg/cm^2
    ORDEN: 82, 91, 102, 101, 77, 78, 84, 93, 83, 94, 103, 104, 79, 80, 85, 96, 86, 95, 106, 105, 88, 97, 87, 98, 107, 108, 89, 100, 90, 99, 110 Y 109

TENDONES ISOSTATICOS

DOVELA	ORDEN DE TESADO	ALARGAMIENTO (cm.)
ZONA S/CIMBRA	3, 4, 2, 1, 5, 6	5,2
1	11, 12, 9, 8, 7, 10	9,8
2-3	17, 18, 15, 14, 13, 16	14,6
4-5	23, 24, 21, 20, 19, 22	19,4
6-7	29, 30, 27, 26, 25, 28	24,4
8-9	35, 36, 33, 32, 31, 34	29,2
10-11	41, 42, 39, 38, 37, 40	34,1
12-13	47, 48, 45, 44, 43, 46	38,9
14-15	53, 54, 51, 50, 49, 52	43,7
16-17	59, 60, 57, 56, 55, 58	48,4
18-19	63, 64, 62, 61	53,2
20-21	67, 68, 66, 65	57,8
22-23	71, 72, 70, 69	59,9

TENDONES DE CONTINUIDAD

DOVELA	ALARGAMIENTO (cm.)
12	12,9
13	25,6
15	22,9
17	20,7
19	19,8
21	19,0
24	115,6

Fig. 6

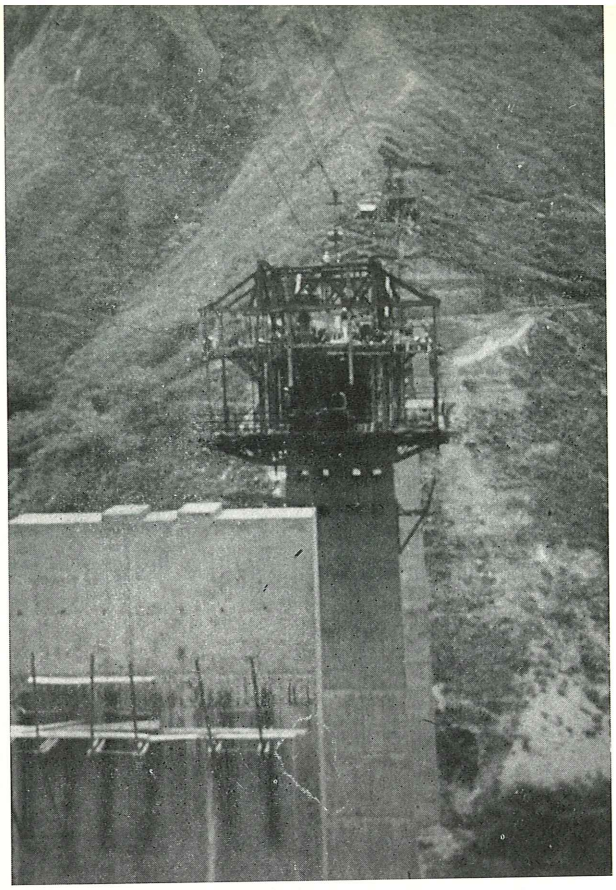


Fig. 5

Con objeto de contrapesar las reacciones negativas que pueden aparecer en el apoyo del dintel sobre el estribo cuando la sobrecarga se sitúa en el tramo central, se rellena el interior del tablero en una longitud de 4,50 m con hormigón pobre, a través de unos taladros de 0,4 × 0,4 dejados en el forjado superior (véase sección G - G de la fig. 4).

El tablero del tramo de acceso es de sección en π, conservando exteriormente las mismas formas que el puente principal con objeto de no perturbar estéticamente la continuidad de la estructura. Sus dos almas que conservan el espesor de 0,35 m, son de planta recta, si bien forman un pequeño quiebro, de aproximadamente 1°, con la alineación recta del puente principal con objeto de ajustarse lo máximo posible a la curvatura del eje y permitir que sea absorbida con pequeñas variaciones en los vuelos del forjado superior.

El pretensado representado esquemáticamente en la figura 6 se está realizando con el sistema Barredo, mediante tendones de 6 ∅ 0,5".

El ingeniero colombiano que dirige las obras por parte de la contrata es el doctor Augusto Ruiz Corredor.

Por último, quiero resumirles algunas cuantías de los materiales utilizados y mostrarles dos vistas generales del puente, figuras 7 y 8.

Hormigón pila 6,4 m^3/ml. de pila.

Hormigón tablero 0,68 m^3/m^2 de tablero.

Pretensado kg de acero/m^2 puente = 23.

Pasiva kg de acero en tablero/m^2 puente = 110.

Lamento no disponer de las últimas fotografías que reflejan la situación actual del puente, en el que se trabaja a fuerte ritmo en la ejecución de los voladizos correspondientes a la pila 1.

Fig. 7

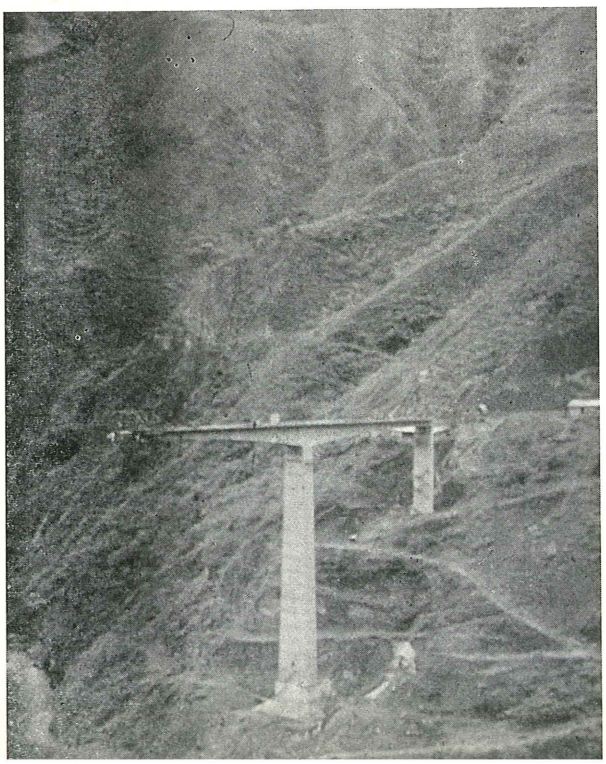


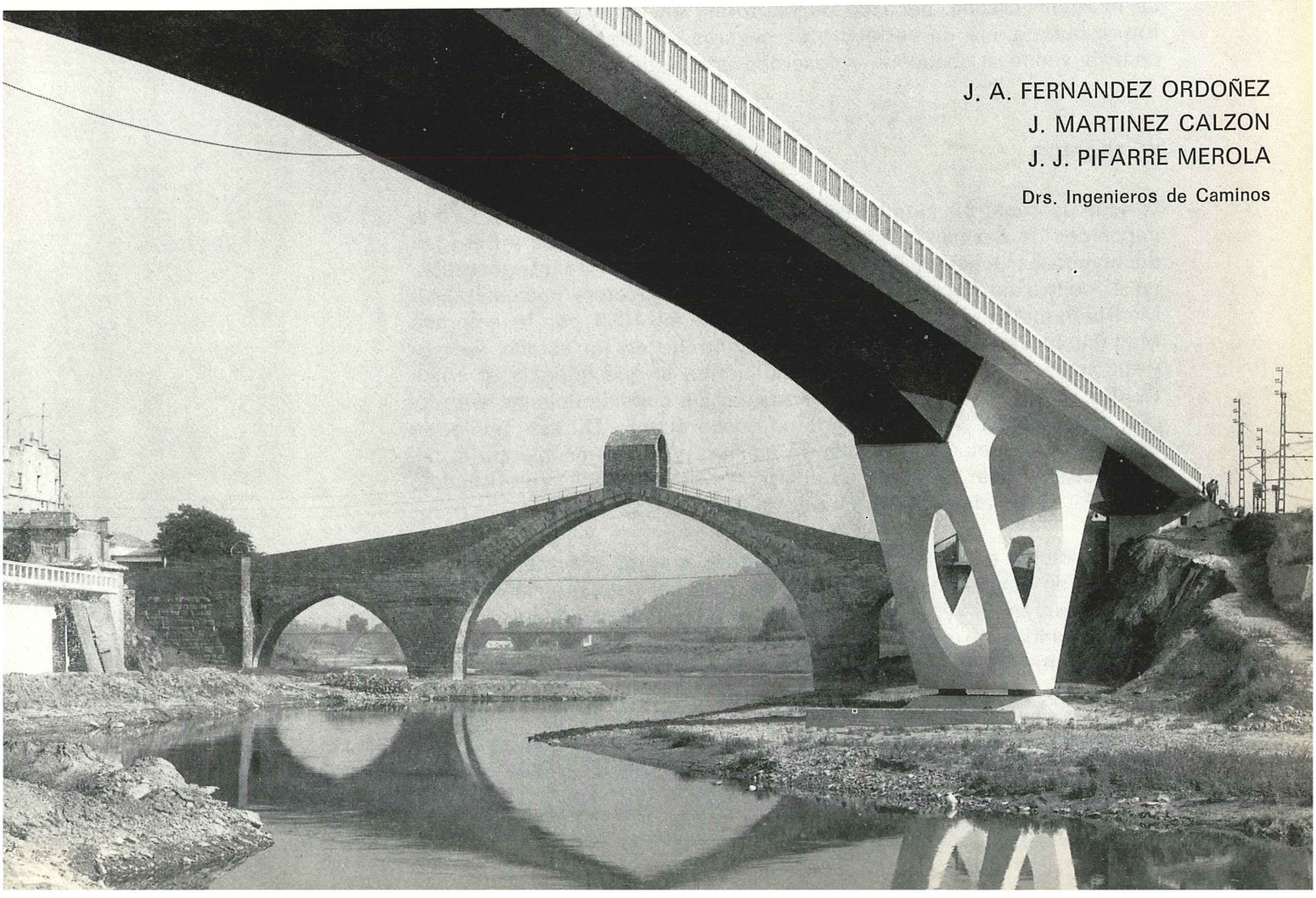
Fig. 8



Nou Pont del Diablo

Puente sobre el río Llobregat en Martorell

Proyecto: noviembre de 1970
Construcción: septiembre de 1974 a septiembre de 1975



J. A. FERNANDEZ ORDOÑEZ
J. MARTINEZ CALZON
J. J. PIFARRE MEROLA
Drs. Ingenieros de Caminos

Desde el primer momento en que la Diputación de Barcelona se planteó la construcción de un nuevo puente sobre el Llobregat en Martorell, fuimos muy conscientes de la singularidad de esta obra, debido fundamentalmente a la presión de los tres condicionantes que iban a incidir con más fuerza en la definición del proyecto: el entorno, el desagüe hidráulico y el tráfico.

EL ENTORNO

Se exigía la ubicación del puente en el lugar conocido como Congost, en Martorell, dentro de un entorno tan complejo y singular como rico en historia. Como elemento y factor principal a tener en cuenta aparecía el «Pont del Diable», de origen romano, cuya huella original es todavía bien visible en algunas zonas de su fábrica, sobre todo en el arco triunfal de entrada al puente, cuyo «opus cementitium» todavía se conserva en pie. Este puente perteneció a la Vía Augusta (Roma-Taragona-Cádiz) y fue destruido en una gran riada en 1143, recontruyéndose en 1283 con la traza gótica con que llegó a nuestra época [1].

La idoneidad de este lugar, el Congost, para la ubicación de puentes que salvaran el Llobregat, es bien patente, no sólo por la presencia del citado puente romano, sino por la de tres puentes más, a saber, uno metálico del siglo XIX —del que luego hablaremos—; uno de la nueva Autopista Barcelona-Tarragona que sobrepasa el río y la ciudad a una cota muy elevada, sin demasiadas consideraciones hidráulicas ni miramientos estéticos para con el entorno que deja abajo; y un poco más alejado, un puente de arcos de fábrica de Renfe sin ningún interés técnico ni estético.

La margen derecha, del lado de Martorell, en las inmediaciones del futuro puente, era un vertedero de basuras en terraplén hasta el río, contribuyendo al abandono y desorden urbanístico de toda la zona.

EL TRAFICO

La idea de construir este nuevo puente nació fundamentalmente de la necesidad de desviar el intenso tráfico que desde Tarrasa y Sabadell desembocaba irremediablemente, a través del viejo puente metálico, en el centro de Martorell para acceder a la carretera nacional CN-II Madrid-Barcelona. Este puente, construido en 1898 por la empresa Maquinista Terrestre Marítima se encontraba en un estado ruinoso y disponía de una anchura útil insuficiente, lo que impedía el cruce de dos camiones, por lo que, además de las consideraciones anteriores, determinaba la necesidad de un nuevo puente. De este modo, se obtendría una solución holgada en anchura y al mismo tiempo la posibilidad de sacar este tráfico del centro de Martorell, encauzándolo hacia la CN-II, aliviando la circulación de toda la zona.

La disposición en planta del nuevo puente, a estos efectos, resultaba de un gran esviaje respecto al río. La longitud necesaria del tablero suponía 200 m. El «Pont del Diable» y el «Nou Pont del Diable» quedaban así unidos en sus extremos del lado norte precisamente donde se encuentra el arco triunfal romano, formando un ángulo en planta

[1] Destruido de nuevo en 1939, durante la guerra civil, fue reconstruido en 1961. con el mismo perfil gótico, pero realizándose el arco central en hormigón armado.

de 87° sexagesimales. Dada la diferencia de cota entre las calzadas de ambas márgenes, se dispuso para el tablero del puente una pendiente longitudinal del 2 %, subiendo de Norte a Sur.

EL DESAGÜE

El miedo justificado a las terribles consecuencias de las riadas seculares producidas en la década de los años sesenta, obligaba a unas grandes separaciones entre apoyos (exageradas en este caso debido al esviaje) de forma que en el cauce se presentasen los mínimos obstáculos posibles a los 4.000 m^3/seg, máximo caudal previsto para el desagüe. Después de realizar un ensayo en el Centro de Estudios Hidrográficos pudo comprobarse que una luz central de 100 m y 2 vanos laterales de 50 m, con la especial configuración de las pilas proyectadas, eran suficientes para conseguir un desagüe aceptable desde todo punto de vista.

EL «NOU PONT DEL DIABLE»

GENERALIDADES

El juego dialéctico de estas exigencias y consideraciones con las distintas posibilidades de diseño y diferentes procesos constructivos, dio lugar, a lo largo de un proceso lento en su maduración, a la solución que aquí presentamos.

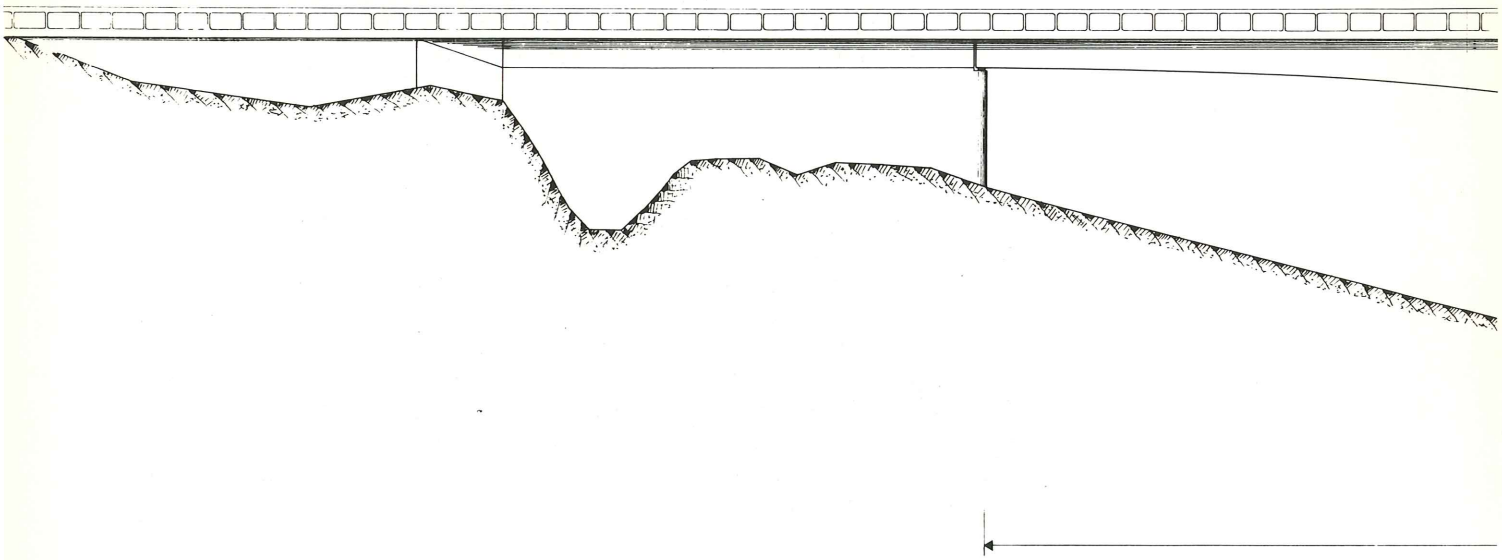
El puente es totalmente simétrico en su superestructura respecto al eje central que pasa por la clave. Asimismo, existe una simetría formal respecto a los ejes que pasan por los apoyos de las pilas. Estas dos grandes pilas de hormigón blanco (cemento, áridos y arenas blancas) son como dos extraños tetrapilonos, monumentales en sí mismos, deliberadamente simétricos, a pesar del desnivel de 4 m del tablero, que enlazan con la tradición romana de arcos triunfales —al estilo del de Marco Aurelio— con espacios horadados en los dos sentidos. Las cuatro «patas» del tetrapilono se unen en su parte inferior formando un apoyo único. Cada pila queda así configurada con un sentimiento espacial —no prismático, como es usual— acentuado al encerrarse espacios curvos dentro de envolventes planas, evocando de nuevo en este aspecto los modelos romanos.

Las zonas central y laterales del tablero que no cubren las pilas están constituidas por una sección mixta formada por vigas cajón en acero Corten y una losa de hormigón blanco, que enlaza con la correspondiente de las pilas.

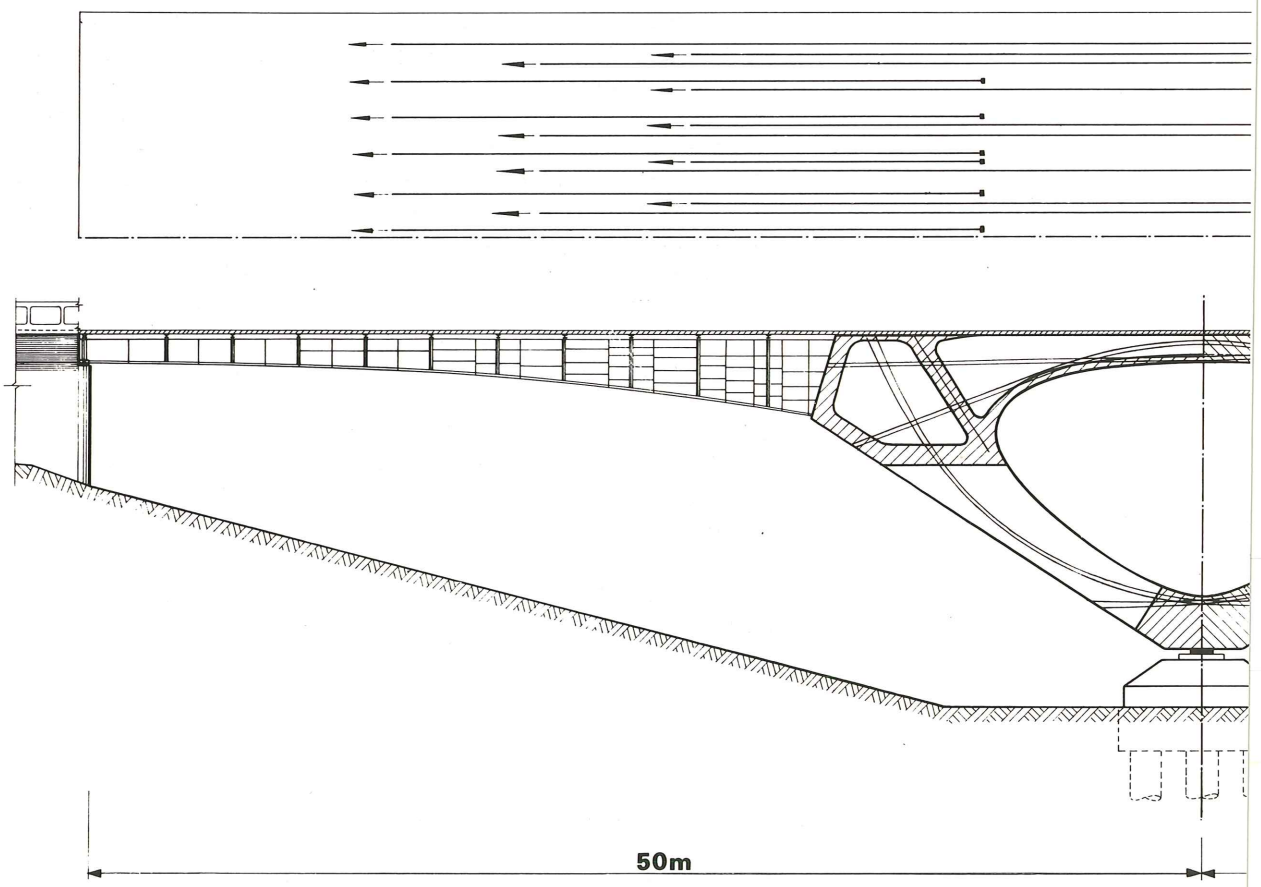
Existe una intencionalidad, no oculta en el diseño, en expresar plásticamente el efecto arco, lo que —además de las ventajas que supone desde el punto de vista técnico y económico— introduce al usuario y al espectador en un mundo que entronca de algún modo con los arcos del viejo puente del Diablo.

Podría decirse lo mismo de la solución a base de tres «ojos», el central mayor que los laterales.

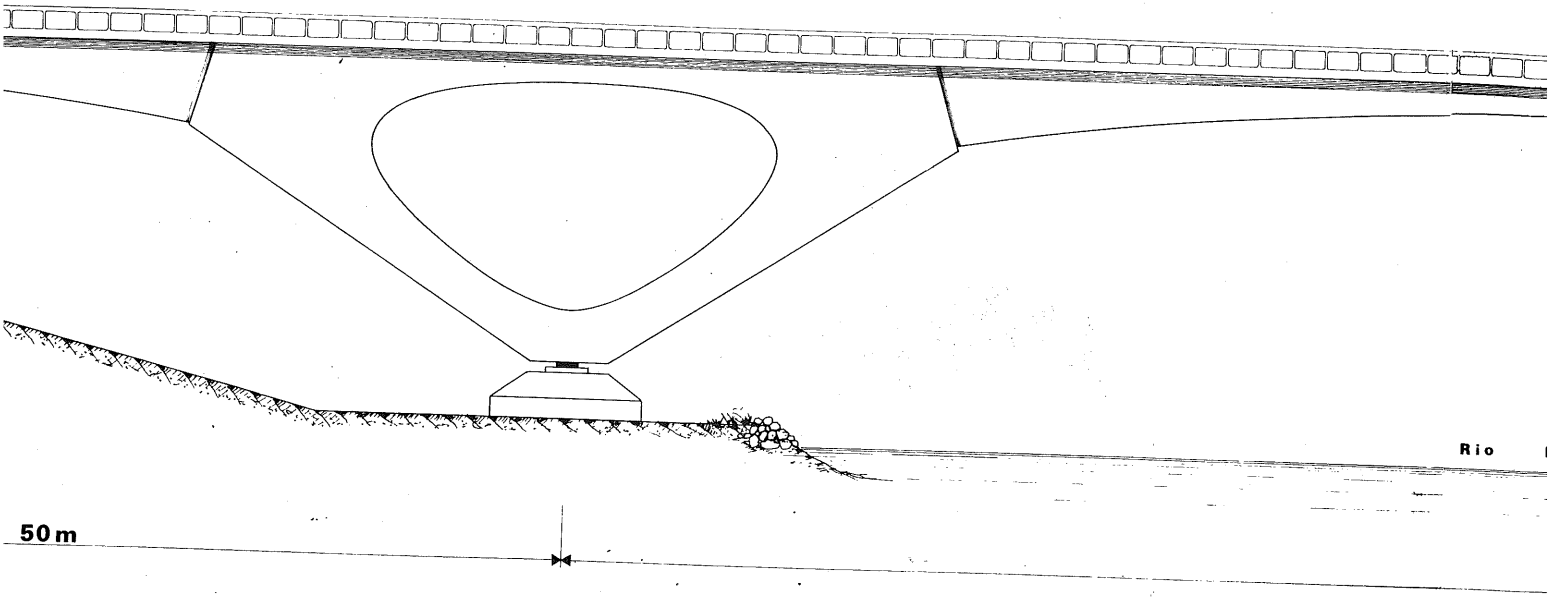
Por otro lado, el color siena oscuro de los sillares de arenisca del viejo puente, se recoge en el nuevo, donde el acero Corten —siempre

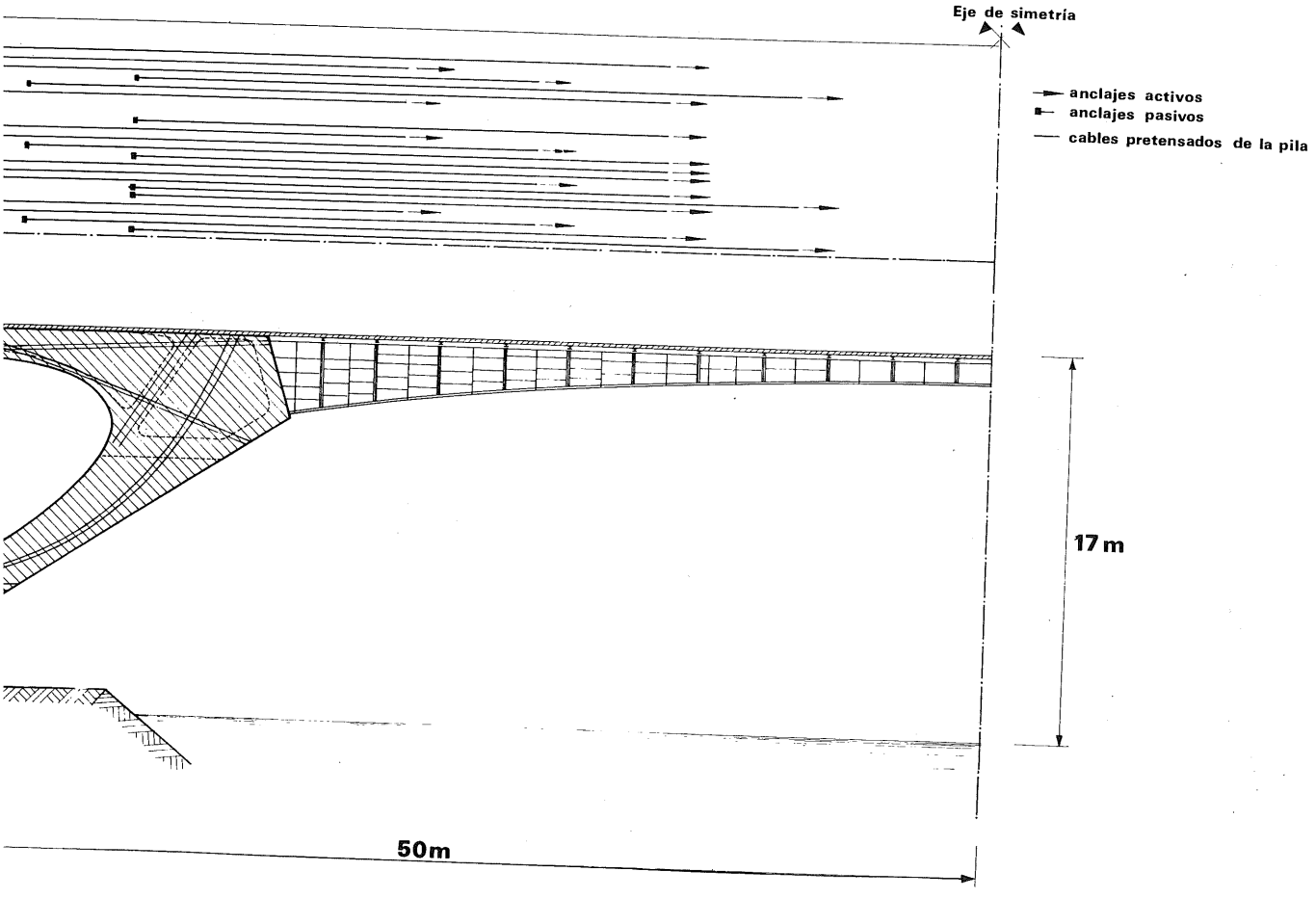


Semi-planta de pretensado longitudinal del tablero

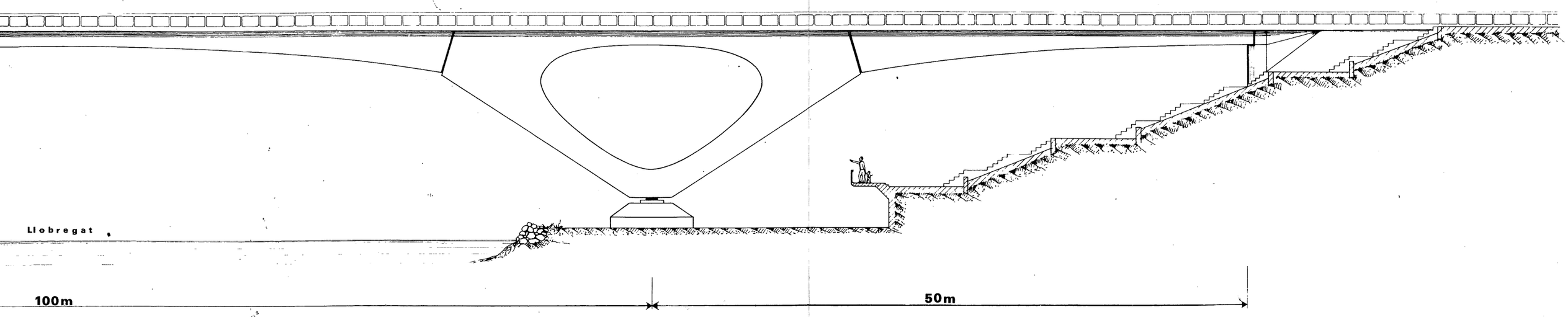


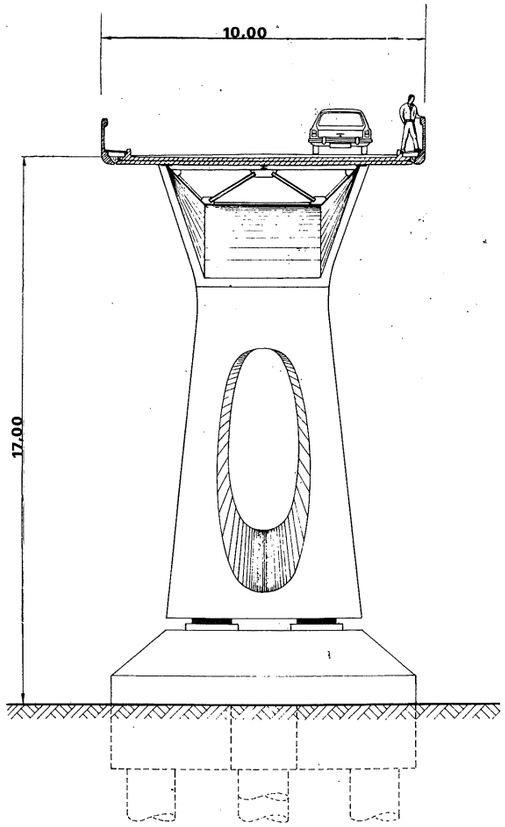
Semi-sección longitudinal


Rio
50 m

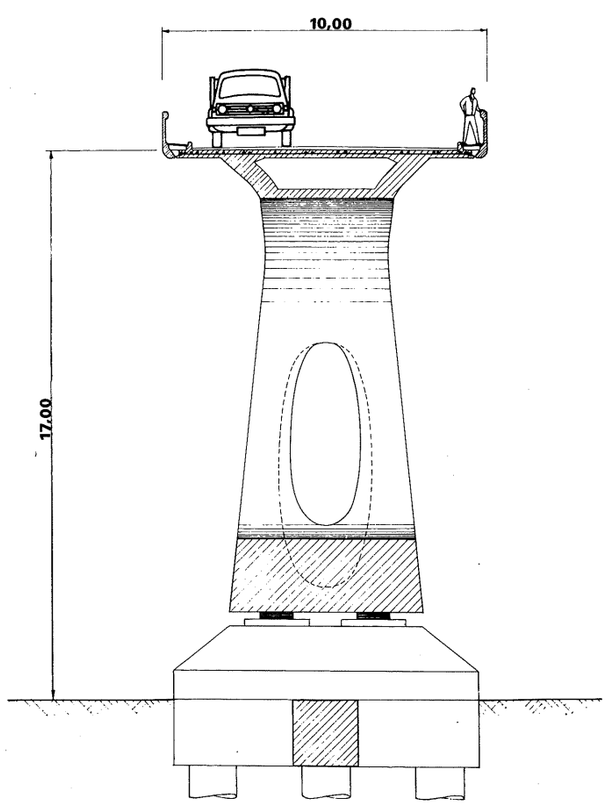

Eje de simetría
anclajes activos
anclajes pasivos
cables pretensados de la pila
17 m
50m

Alzado





Alzado de la pila



Sección transversal de la pila

en arco— presenta un tono casi idéntico, y se muestra tal cual es sin ninguna clase de protección.

La barandilla, que surge del tablero como un remate irremediable, es también blanca y continua en su modulación, a lo largo del puente, y supone un elemento de unidad necesario, que ata y homogeneiza —como una gran cornisa— toda la obra. Asimismo, esta barandilla se utiliza en el remate del paseo fluvial que se construye entre los dos puentes, por lo que su papel de elemento integrador de todo el ámbito espacial, adquiere más relevancia.

Los jardines escalonados que se ganan a un antiguo vertedero descienden hasta el paseo fluvial, consiguiéndose unos nuevos espacios urbanos ajardinados, donde se colocan esculturas metálicas filiformes que se mezclan con los árboles.

Desde un punto de vista estrictamente técnico, es de resaltar que, en esta obra, por primera vez en el mundo, una estructura de puente totalmente continua incorpora zonas de construcción mixta de acero estructural y hormigón pretensado con zonas exclusivamente realizadas en hormigón pretensado.

El pretensado, que está constituido por seis familias de cables en las pilas y por el pretensado longitudinal del tablero, tanto en las pilas como en las zonas de dinteles mixtos, desempeña una importantísima tarea, permitiendo aprovechar totalmente la losa de hormigón del tablero, y garantizando el total monolitismo de las pilas para las accio-

nes usuales, y con un grado de fisuración permitido para las solicitaciones máximas instantáneas previsibles aisladamente durante la vida de la estructura.

PROCESO CONSTRUCTIVO

Si en toda obra el proceso constructivo es un aspecto de gran importancia, en una obra de gran luz, y constituida por elementos y materiales muy heterogéneos, cobra un carácter decisivo, no sólo desde el punto de vista del análisis, sino de la propia viabilidad de la solución. Este caso, por tanto, requirió desde muy al principio de su génesis, un planteamiento suficientemente riguroso del problema de las fases de ejecución, para poder incorporar rigurosamente en el cálculo todas las etapas del proceso.

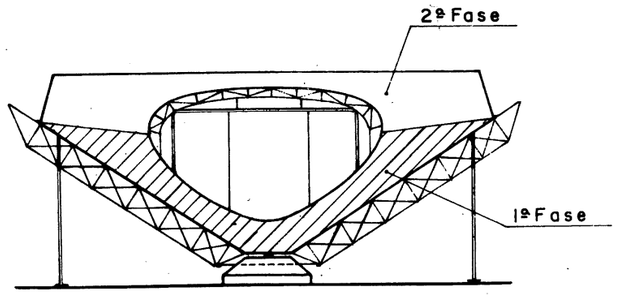
Así, el planteamiento puede definirse como construcción en voladizos sucesivos, con dimensiones de dovelas muy importantes respecto a la luz total. De hecho, el número de dovelas puede cifrarse en 9, de las cuales 2, corresponden a las propias pilas, 6 a dovelas metálicas en voladizo y la última a la de cierre del tramo central, oscilando sus longitudes entre los 18 y los 30 m. Estas dovelas a su vez pueden considerarse parciales, ya que su parte metálica resistía de forma autoportante el peso propio de la losa del tablero.

El pretensado del proceso constructivo de voladizos sucesivos, se limitaba exclusivamente al de la losa previamente conectada al cajón metálico.

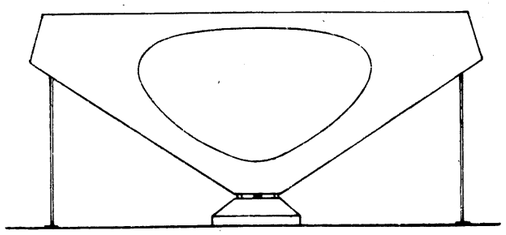
Una vez realizada la pila mediante cimbras muy rígidas para poder hacer frente a eventuales riadas medias del Llobregat, que en esta zona del río sufre fuertes y rápidas crecidas en diversas épocas del año, y manteniendo en una gran parte del resto del proceso unos apeos provisionales de equilibrio adicional, puesto que los bloqueos pila-plinto incorporados también provisionalmente, garantizaban con un coeficiente de seguridad prácticamente válido las acciones de montaje en los instantes de mayor desequilibrio, la obra se separaba totalmente de las variaciones de caudal, salvo para los días de montaje de dovelas que requerían caudales no extraordinarios. Los montajes de dovelas realizados en la forma que se expone en los gráficos, fueron llevados a cabo mediante grúa automóvil de gran potencia, y fueron siempre realizados en operaciones sucesivas de 2 unidades: 1-2; 1'-2'; 3-3', salvo la clave que fue única y por su mayor longitud requirió el empleo de dos grúas, una en cada margen.

Los gráficos exponen con detalle la secuencia de operaciones, que constituyeron las diversas fases de la obra.

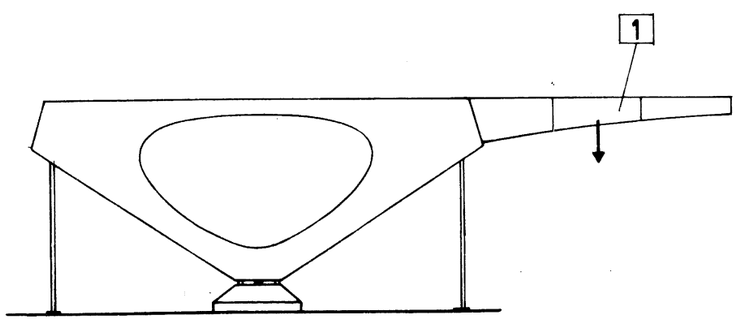
El plazo total de ejecución de la superestructura fue de 16 meses, aunque su ritmo no fue extremado, dado que su dependencia con el total de la variante en que se encuadraba no requería acortar el plazo de terminación de forma sensible.



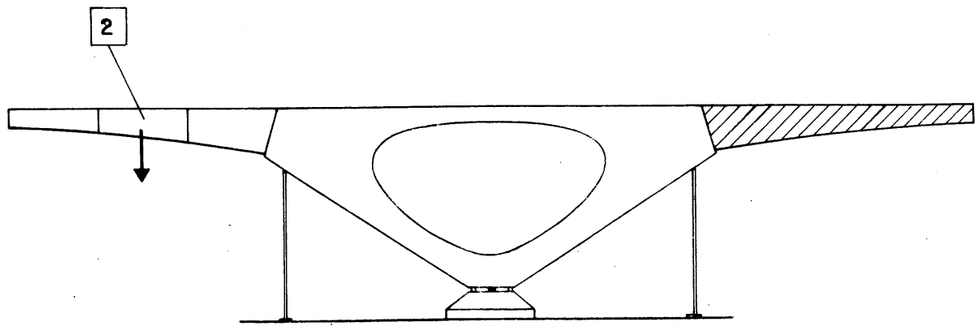
Ejecución de pila mediante cimbra y pretensado de la pila



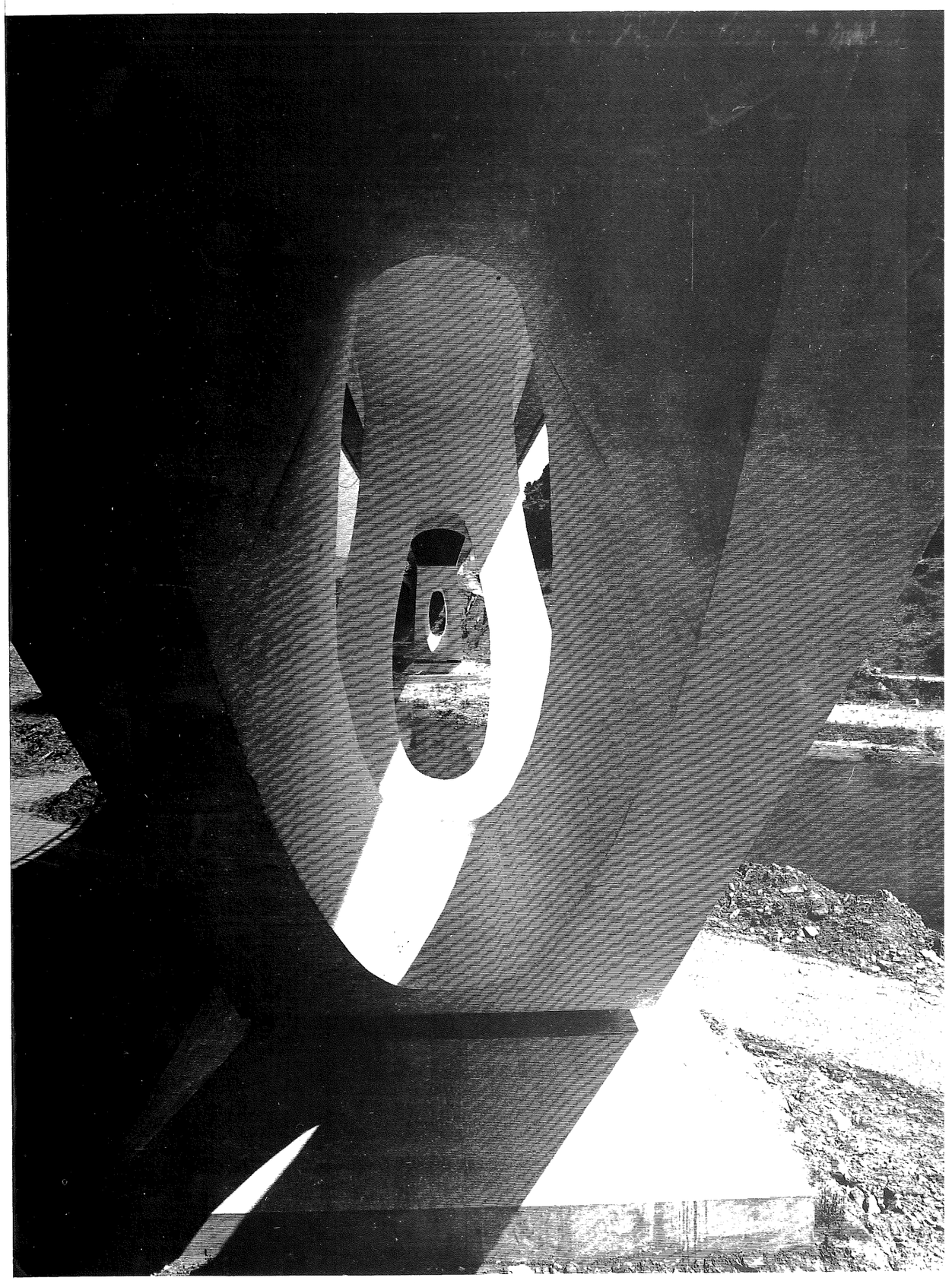
Bloqueo de articulación inferior y apeos provisionales de equilibrio

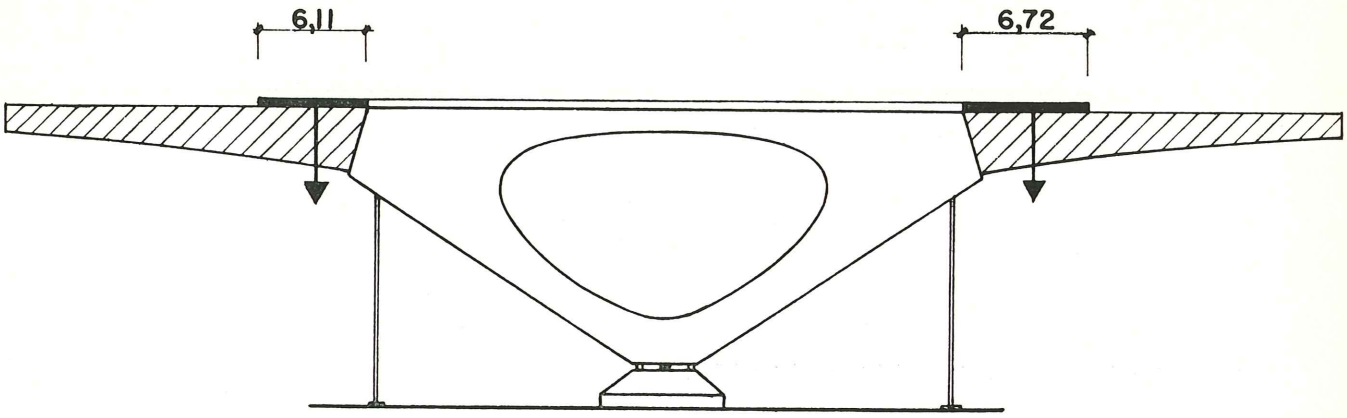


Colocación de primera dovela metálica del tramo lateral [1]

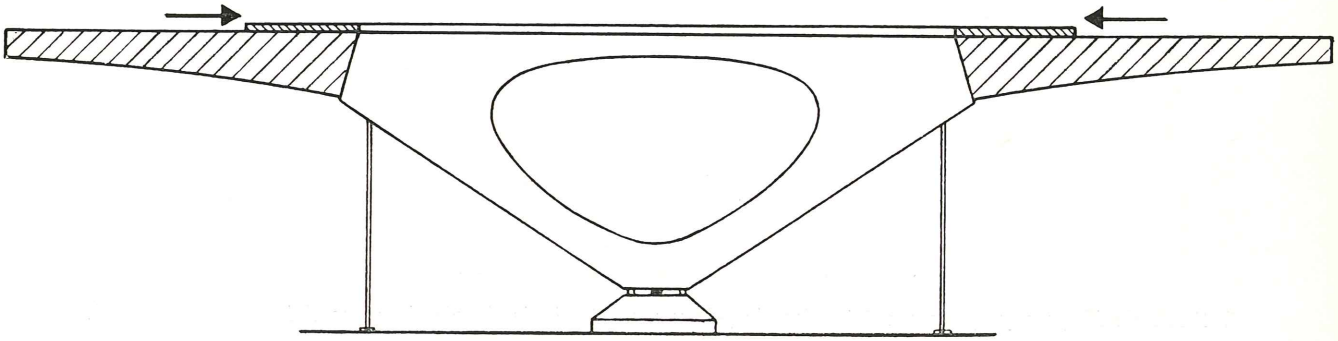


Colocación de primera dovela metálica del tramo central [2]

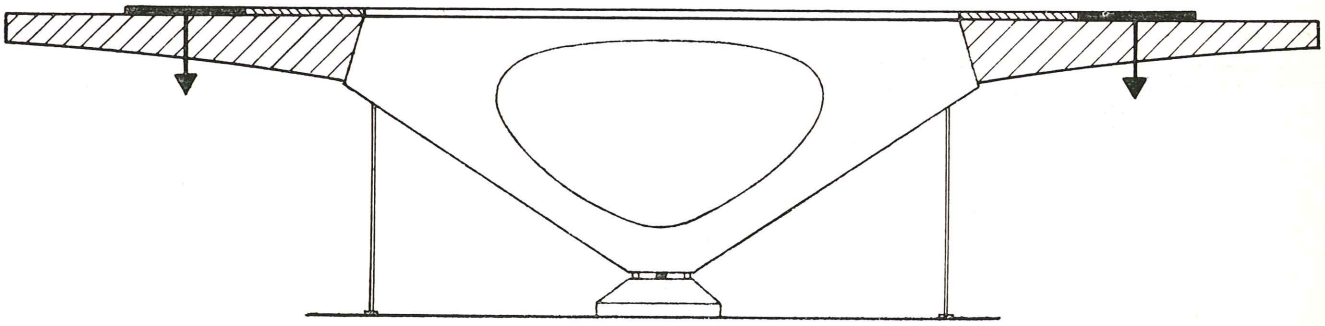




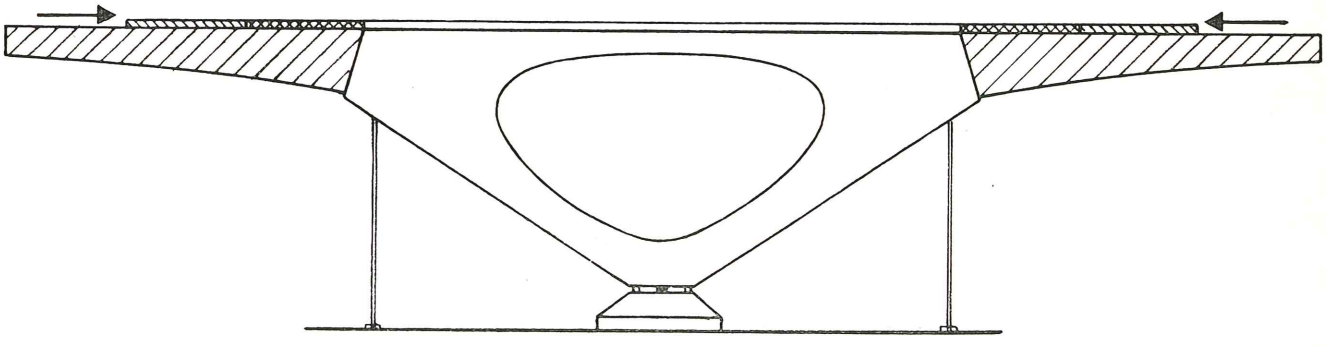
Ejecución de primera fase de losa del tablero mixto.



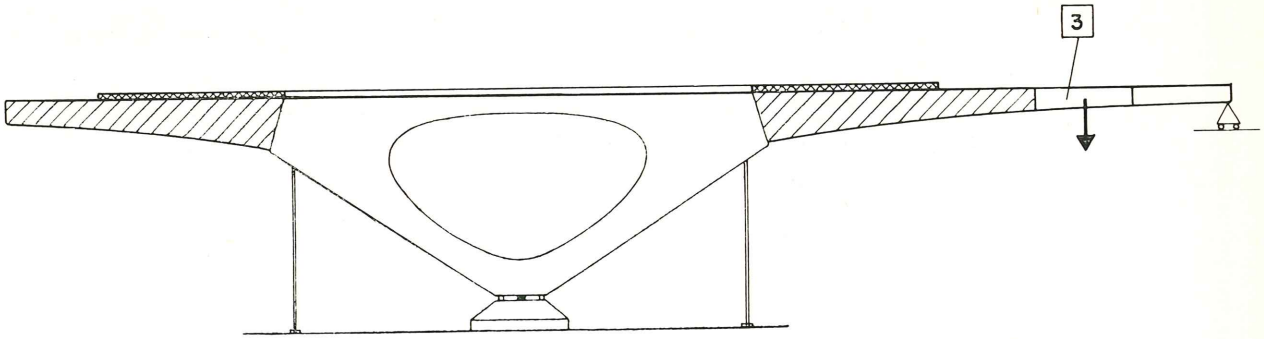
Primer tesado del tablero.



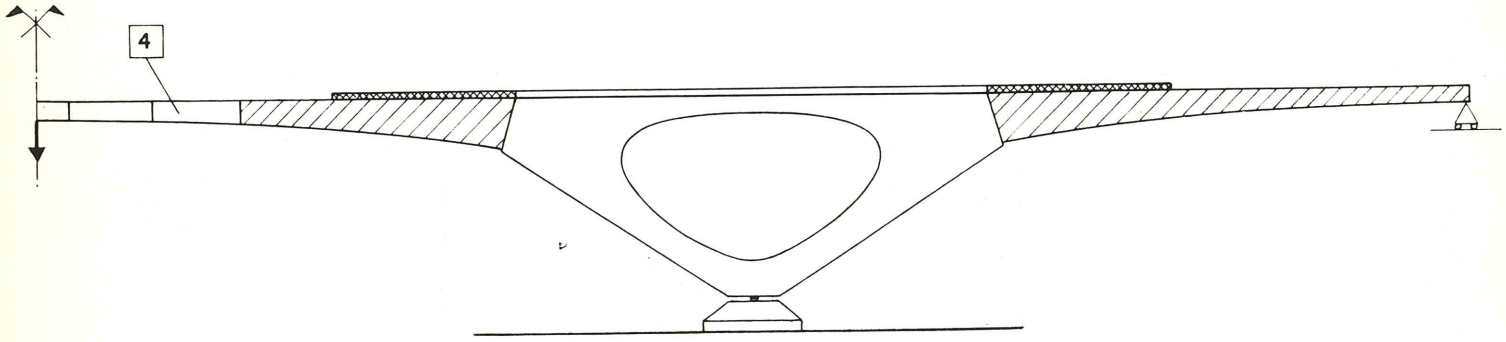
Ejecución de segunda fase de la losa del tablero mixto.



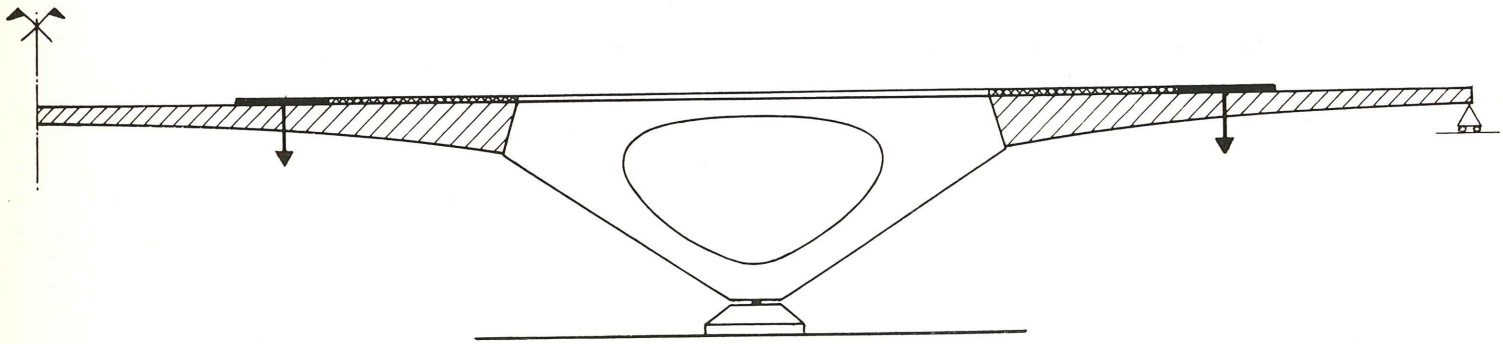
Segundo tesado del tablero.



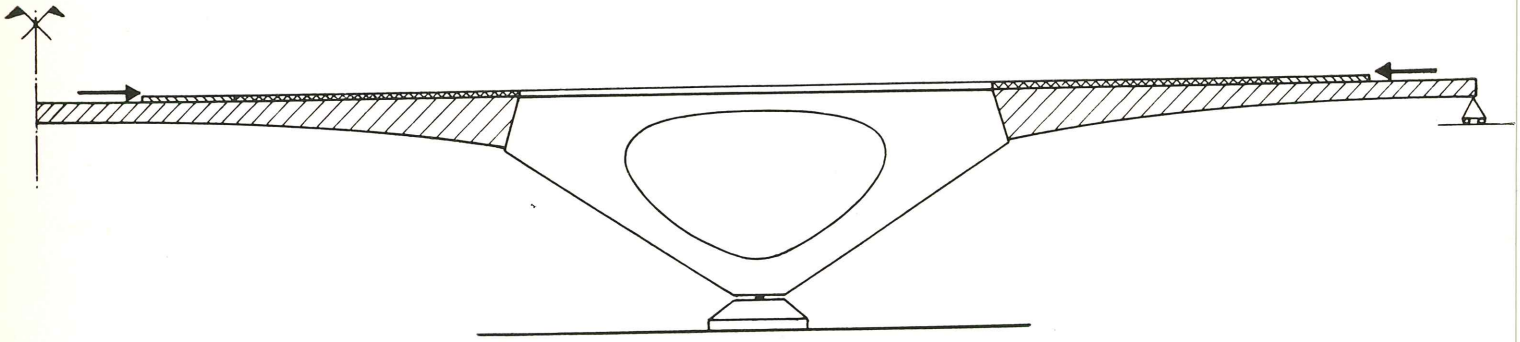
Colocación de dovela de cierre del tramo lateral [3].



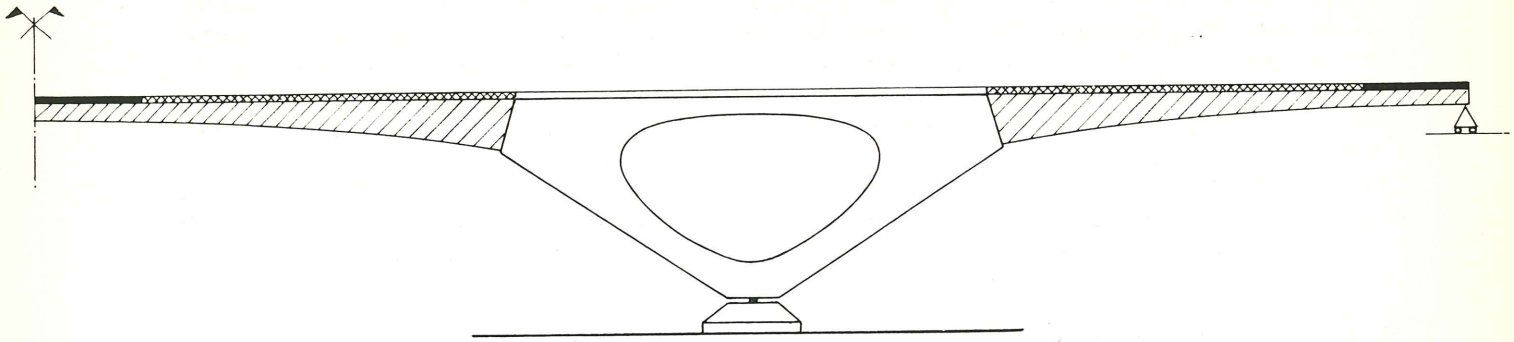
Retirada de bloqueo y apeos provisionales de pila y montaje de la dovela de clave del tramo central [4].



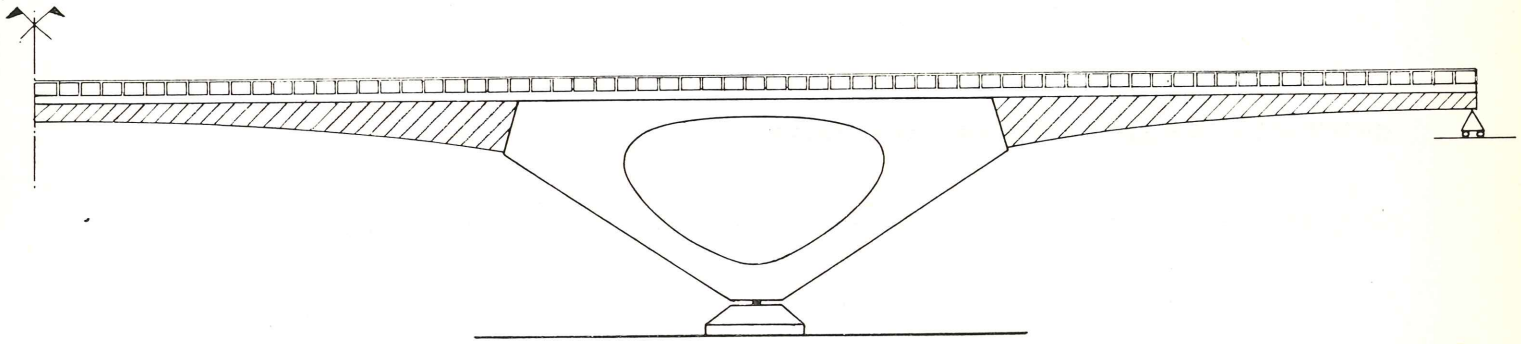
Ejecución de tercera fase de losa del tablero mixto.



Tercer tesado del tablero.



Terminación de losa del tablero.



Acabados y colocación de barandillas.

PROCESO DE CALCULO

La estructura fue analizada por un proceso de configuración variable desde la fase inicial del proceso constructivo, ya que las diferencias de elementos colaborantes de cada etapa del mismo era muy diferente, y el peso propio del sistema tiene una incidencia semejante a la de las acciones debidas a la sobrecarga.

El sistema en líneas generales fue analizado mediante marcos ideales en su plano, y emparrillado respecto a las acciones horizontales de viento, incorporándose entonces las torsiones de los casos de sobrecargas excéntricas.

A partir de los análisis generales de esfuerzos en los instantes iniciales y finales —considerando los fenómenos de fluencia y retracción, en forma gradual conforme a la duración previsible de las operaciones de montaje—, producidos por cargas de peso propio, carga muerta, sobrecargas de uso, y las importantes acciones térmicas de carácter global (dado el hiperestatismo interno) y de gradientes (motivados por las diferentes inercias térmicas y la diferencia de protección al soleamiento de hormigón y acero estructural), se procedió al dimensionamiento de los diversos elementos; el estudio de las pilas fue complementado con un análisis elástico bidimensional de las zonas de nudos principales en orden a definir una red de isostáticas en los mismos, y la adecuada disposición de las armaduras activas y pasivas.

La continuidad acero-hormigón entre los dinteles metálicos y las pilas —en los puntos elegidos para la unión, en los que la envolvente de momentos flectores proporcionaba exclusivamente valores negativos— fue establecida mediante conectadores NEX-T capaces de transferir las resultantes de corte (acciones tangentes) y las pequeñas tracciones en las fibras superiores del cajón metálico (prácticamente sólo existentes en algunas fases del proceso constructivo); complementados con algunos anclajes de barras soldadas a la platabanda de recepción del cajón metálico, encargada fundamentalmente de difundir las compresiones que recibía del mismo. La totalidad práctica de las tracciones se encomendaba al tablero de hormigón debidamente pretensado y conectado a las vigas cajón metálicas, igualmente mediante conectadores NEX-T.

La prueba de carga efectuada sobre el puente terminado estableció una rigurosa coincidencia entre los valores teóricos y los reales medidos, no sólo en los movimientos: flechas y giros, sino en los valores de las tensiones, obtenidas a través de las deformaciones medidas en el acero y el hormigón, mediante bandas extensométricas y bases de elongámetro. El control de todos estos parámetros fue llevado a cabo por el Instituto Eduardo Torroja y proporciona un interesante material de análisis e investigación sobre estructuras de este grado de complejidad.

MATERIALES EMPLEADOS Y CARACTERISTICAS

Hormigón blanco, cemento y áridos, con resistencia característica de 360 kg/cm^2.

Acero de pretensar en unidades 12 ∅ 8 en tablero y 12 T 15 en pila; sistema Freyssinet.

Acero estructural CT36, tipo CORTEN, de Altos Hornos.

Los 4 apoyos principales de articulación fija, de 2.000 t cada uno, fueron suministrados por GHH.

La obra fue llevada a cabo por Ginés Navarro, y el Ingeniero Jefe de Obra fue Daniel Manrique, Ingeniero de Caminos.

Las cuantías principales de materiales de la superestructura (tablero y pilas) fueron respecto a la superfiice de tablero:

Hormigón en pilas	0,35 m^3/m^2
Armaduras pasivas en pilas	28,00 kg/m^2
Armaduras activas en pilas (12T15)	7,40 kg/m^2
Hormigón del tablero y barandillas	0,42 m^3/m^2
Armaduras activas	26,80 kg/m^2
Armaduras pasivas (12 ∅ 8)	10,50 kg/m^2
Acero estructural CT36	71,00 kg/m^2
Acero estructural A42b	10,80 kg/m^2

591 - 2 - 109

El sistema 3E de prefabricación industrial de puentes

M. AGUILO ALONSO
Ingeniero de Caminos

J. A. FERNANDEZ ORDOÑEZ y J. MARTINEZ CALZON
Drs. Ingenieros de Caminos

GENERALIDADES

El ambicioso planteamiento que supone el intento de solucionar un gran número de puentes de parecidas exigencias funcionales, partiendo de la necesidad de un alto valor del índice de prefabricación [1], de la creación de un proceso industrial que lo hiciera posible aquí y ahora, y todo ello con un grado de variaciones que permitiera un proyecto flexible y un resultado de gran belleza, nos ha subyugado con la misma fuerza que si de un único puente singular se tratase. Porque en este problema la «singularidad» es más rica y compleja y mayor también el número de condiciones y restricciones. Muchos años de reflexión alrededor de este problema se catalizaron en el Concurso que convocó Renfe en noviembre de 1971 para la construcción de 52 pasos a distinto nivel [2]. A partir de ahí hemos desarrollado estas ideas en algunos proyectos y realizaciones [3]. Por un lado, la posibilidad de integración del acero estructural y del hormigón pretensado y armado en un discurso estructural donde el reparto de funciones resistentes y constructivas es producto de una depuración de experiencias de diseño y directas de fabricación, donde tratamos de superar viejas disputas entre especialistas de materiales «exclusivos», acercándonos a una mayor racionalidad en el uso de los materiales fundamentales (hormigón pretensado, acero estructural y hormigón armado). Por otro lado, la novedad de estas soluciones reside básicamente en que, arrancando de un profundo espíritu industrial [4], nuevo en el mundo de la prefabricación, que significa unas posiciones técnicas más restrictivas y unas mayores exigencias estéticas, se llega, como tantas veces en la Historia del Arte, después de un largo proceso de contrapesos dialécticos, a una renovación en los diseños y en los propios métodos constructivos y de cálculo.

[1] Indice de prefabricación $= 100\ [(1 + r)/t_2] = 100/t_1\ (t_1 + t_2)$, siendo t_1: tiempo en fábrica en horas-hombre; t_2: tiempo en obra en horas-hombre. Capítulos II y XIV de «Prefabricación, teoría y práctica». Seminario de Prefabricación. Editores Técnicos Asociados. 1974.

[2] Ver «Hormigón y Acero», núm. 102. 1.er trimestre 1972.

[3] Ver «Realizaciones españolas». Congreso FIP de New York. Instituto Eduardo Torroja, mayo 1974.

[4] Ver capítulos I y XII de «Prefabricación, teoría y práctica»; E.T.A., 1974.

El sistema 3E, así llamado por constar este tipo de puentes de 3 elementos fundamentales, claramente delimitados en su definición constructiva y plástica **(pila, viga-cajón** y **placas del tablero)** es el resultado de estas investigaciones.

La tipología estructural evidencia el proceso de fabricación y montaje, y los elementos se han diseñado cuidando al máximo los detalles, claro reflejo de la preocupación estética presente desde las primeras bases de diseño. Sin embargo, el resultado plástico final no tiene nada que ver con la apariencia tradicionalmente adjudicada a los puentes prefabricados, sino que más bien recuerda, en cierto modo, a los puentes en cajón construidos con hormigón in situ. Ello es debido a que la evolución de los puentes prefabricados tiene mucha más inercia que la de los puentes construidos in situ, por lo que se siguen arrastrando soluciones antiguas prefiguradas tipológicamente en forma de vigas. Sólo un nuevo planteamiento radical desde su origen del conjunto del puente —es decir, estribos, pilas y tablero— e independiente de las tipologías de la prefabricación en uso, y desde una óptica claramente industrial, ha permitido superar la tradicional división longitudinal del tablero en vigas, para concentrar los esfuerzos en un único elemento resistente longitudinal —la viga cajón— posibilitando entonces, al simplificar la unión entre viga cajón y losa, la prefabricación de esta última en elementos resistentes de parte o de toda la anchura del tablero y simultáneamente simplificando las pilas que pueden llegar a ser unos mínimos elementos verticales.

LOS 3 ELEMENTOS FUNDAMENTALES DEL TIPO DE PUENTES 3E

1.º Las pilas, que pueden ser o no ser prefabricadas, son de hormigón armado convencional, constando simplemente de un fuste y un capitel donde apoyará la viga cajón.

2.º Las vigas cajón de sección trapecial, de hormigón y acero estructural con pretensado del conjunto, con anchuras que varían de 2 a 3,3 m en la base y de 2,5 a 3,60 m en su parte superior al estar ligeramente inclinadas las almas. Cada viga puede apoyar sobre una pila independiente, siendo posible la supresión de los dinteles de las pilas-pórtico, que normalmente definen una solución estética desafortunada. La separación entre ejes de las vigas cajón oscila entre 4 y 8 m. Para tableros de anchura igual o inferior a 7 m basta con una sola viga cajón.

3.º Las placas prefabricadas, de hormigón armado, que se colocan sobre las almas inclinadas de las vigas cajón y se conectan al mismo al rellenar de hormigón los pequeños alvéolos donde se alojan los conectadores soldados a las pletinas superiores de la viga cajón. Las placas laterales del tablero llevan las aceras e impostas incorporadas y los elementos de sujeción de la barandilla, por lo que en obra sólo es preciso el relleno de juntas entre placas, y de alvéolos entre placas y vigas cajón.

En el caso de varios vanos, los puentes son también isostáticos, pues las vigas cajón funcionan biapoyadas, mientras que el elemento de reparto y rodadura es siempre continuo de estribo a estribo, con el fin de evitar juntas de dilatación de difícil mantenimiento. Por ello la placa central, cuyo eje coincide con el de la pila intermedia es más ancha que las demás y tiene como misión absorber los pequeños giros de las secciones mixtas del tablero.

EL ACERO ESTRUCTURAL

La incorporación del acero estructural a la viga cajón es una contribución de gran importancia para el diseño, ya que permite:

a) Una conexión muy sencilla entre vigas cajón y placas con conectadores del tipo NEX-T que se alojan en los alvéolos de las placas, a rellenar posteriormente.

b) La supresión del encofrado interior de la viga cajón —siempre costoso y de difícil manejo— ya que es la chapa la que actúa como tal.

c) Una gran reducción de peso al disminuir el espesor de las almas a sólo 8 cm de hormigón.

d) Un mejor comportamiento en vacío, dado que las pletinas superiores absorben las tracciones en las fibras superiores de las secciones extremas —debidas al pretensado— y las compresiones producidas en las fibras superiores de las secciones centrales —debidas a la colocación de las placas—.

PROCESO DE CALCULO

Todas las características y condiciones establecidas anteriormente desde el punto de vista estético y constructivo, están resistentemente comprobadas por un potente método de cálculo electrónico especialmente concebido y realizado para este tipo de puentes, y que permite analizar y controlar en la forma más exacta y completa los puentes 3E de muy diferentes características. Este método de cálculo está constituido por dos programas denominados C3E y S3E, y que se completa en breve plazo con el dibujo automático (D3E).

El programa C3E permite el análisis de un tablero que puede componerse de un número de cajones $n \leq 10$, de luces particulares cualesquiera, lo cual permite reproducir posibles curvas, esviajes, desdobles, etc. (fig. 1).

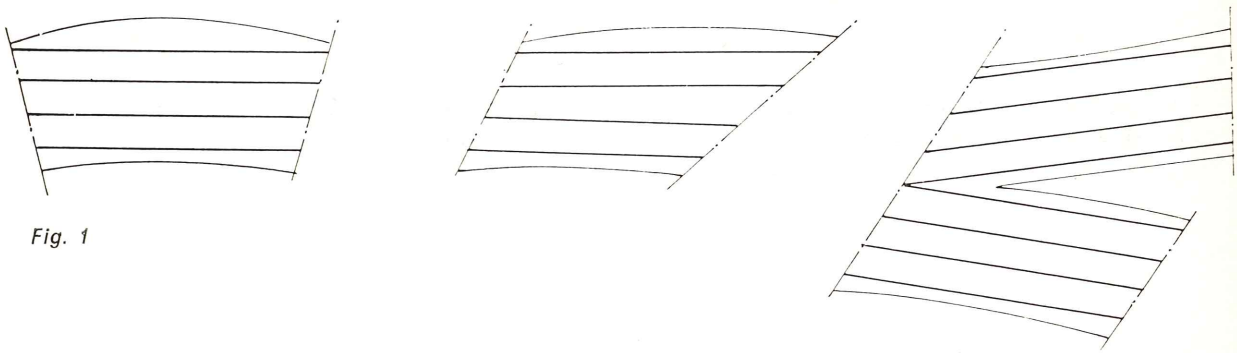


Fig. 1

El programa recibe como datos:

— Las características geométricas de los cajones (altura, anchura, inclinación y espesores, pueden darse directamente valores de I_o, I_t).

— Las características de posición en planta de los extremos de los cajones y las coacciones de los mismos (coeficientes de muelle de los apoyos en los casos de apoyo elástico, respecto de M, Q y T), que permiten reproducir diferentes tipos de vínculos: pilas, estribos, vigas transversales, etc.

— Espesor del tablero y vinculaciones de las placas entre sí en sentido longitudinal del puente (continuidad elástica, semiempotramiento o articulación).

— Número de bandas transversales a considerar con el fin de variar la precisión requerida según el tipo de análisis ($4 + 1$; valor standard $= 9$).

— Limitación de posición del carro (líneas de bordillos) y cargas lineales de los bordes del tablero.

— Carga permanente de tipo uniforme (pavimento).

— Coeficientes de mayoración de cargas (máximo y mínimo).

El programa a partir de los datos recibidos asigna automáticamente una distribución de barras transversales a intervalos iguales sobre cada línea longitudinal tomando 2n-1 bandas longitudinales (bandas de cajones e intermedias, fig. 2).

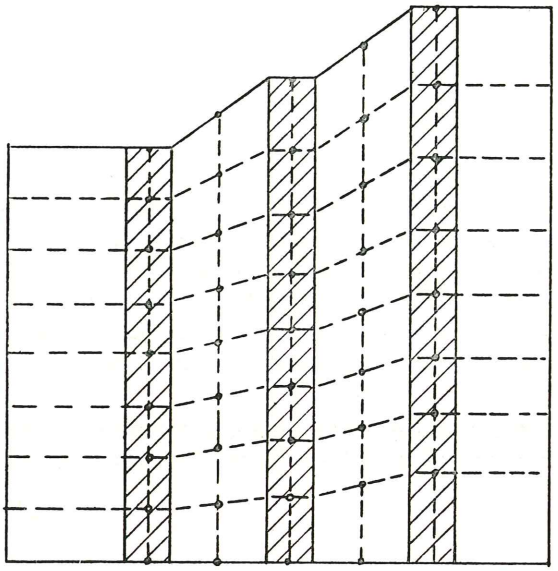


Fig. 2

La vinculación cajón-losa se efectúa a través de barras ideales que reflejan sensiblemente la rigidez global del cajón y permiten reproducir simultáneamente el trabajo real transversal de la losa (fig. 3).

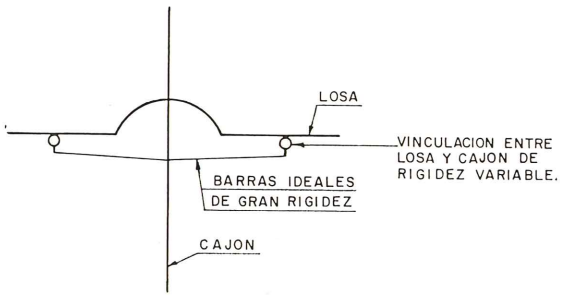


Fig. 3

La asignación automática de barras recoge los criterios de anchos eficaces, reparto de cargas puntuales, análisis transversal, etc., con arreglo a los criterios de las instrucciones vigentes, complementado con datos más precisos relativos a las acciones de continuidad transversal.

El programa analiza aisladamente una gran cantidad de hipótesis de carga relativas a cargas por bandas y posiciones aisladas del vehículo de la instrucción, que posteriormente se combinan para definir las envolventes de máximos y correlativos.

Los resultados proporcionados por el programa son:

Una matriz de esfuerzos mayorados y movimientos, que define los máximos de cada uno y los correlativos correspondientes a dichos máximos, en las cinco bandas típicas: extremos, cuartos de luz y centro (fig. 4).

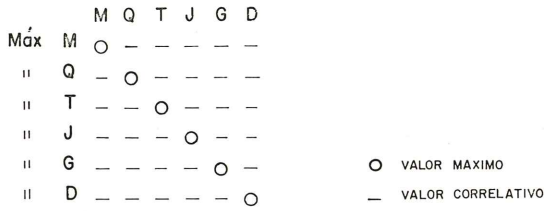


Fig. 4

Define los esfuerzos en las bandas transversales por m de ancho, y en las bandas longitudinales los correspondientes de acuerdo con EH73.

Estos resultados pueden obtenerse estrictamente (proceso de ajuste) o completos (comprobación final) obteniendo en tal caso una memoria y resumen del cálculo.

El programa almacena los resultados para su posterior tratamiento de dibujo y medición a través del programa D3E.

El análisis de las secciones del tablero se efectúa mediante el programa S3E, especialmente concebido para secciones prismáticas de cualquier configuración y proceso constructivo, ya que admite: secciones parciales de cualquier índole; materiales diversos; análisis con y sin fisuración; control elastoplástico; interacción *M-Q-N;* diagramas momento-curvatura; etc.

El análisis de la sección se lleva a cabo en diversos estados:

Elástico. Cargas en cualquier orden sobre una sección parcial cualquiera (formada por partes aisladas del conjunto) acumulando estados tensionales. En el caso fisurado el algoritmo de cálculo establece los esfuerzos globales, para compatibilizar el posible cierre de fisuras por inversión de esfuerzos en zonas de la sección.

Admite como acciones: cargas propias, retracción, pretensado y térmicas, definiéndose a voluntad la sección parcial que retrae, se tensa o varía de temperatura, y qué grupo de secciones parciales sufren sus efectos.

Determina los estados de tensión δ, τ y tensión de comparación en los instantes inicial y final (caso de cargas permanentes) recogiendo la posible interacción hiperestática a través de un tercer coeficiente de equivalencia.

Rotura. Define la capacidad de agotamiento con diagramas tipo elastoplásticos y parábola-rectángulo sobre materiales ponderados o no, según el criterio del usuario.

Establece los axiles parciales en agotamiento para control de las necesarias conexiones y soldadura.

Determina curvas de interacción *M-Q-N* en base a criterios de resistencia intrínseca perfectamente analizados.

Permite definir diagramas muy precisos de momento-curvatura con posibles presolicitaciones o predeformaciones iniciales.

CARACTERISTICAS DEL SISTEMA 3E

Este planteamiento conceptual tan complejo, y su consiguiente proceso de cálculo, que requiere el estudio minucioso de situaciones iniciales y diferidas en todas las fases de realización, incorpora al tablero —en su justo equilibrio— los tres materiales más utilizados hoy en la construcción de puentes: hormigón pretensado, acero estructural y hormigón armado. Esta complejidad se resume en una evidente sencillez de líneas al exterior y un proceso constructivo muy simple, presentando las siguientes ventajas:

a) La ejecución del tablero del puente se limita al montaje de vigas-cajón prefabricadas y de placas prefabricadas, siendo la única operación húmeda in situ la del retacado de juntas entre placas, y el relleno de alvéolos, lo que supone una rapidez y limpieza en la ejecución del tablero que se traduce en espectaculares reducciones de plazo y en unas mínimas molestias producidas en la zona de trabajo donde se construye el puente.

b) Supresión de juntas de dilatación entre tableros (solamente existen las juntas de entrada y salida del puente, o las requeridas por los movimientos del puente en su caso).

c) La falta absoluta de apeos y encofrados ya que incluso las impostas, voladizos y remates de la losa superior del tablero vienen ya incorporadas de fábrica.

d) Una gran ligereza en el tablero con la consiguiente disminución de cargas sobre el terreno y ahorro en cimentación. Como ejemplo podríamos decir que en el caso de un puente de 30 m de luz, un tablero de hormigón pretensado en viga cajón convencional supondría unos 1.400 kg/m^2 de peso propio, contra los 1.100 kg/m^2 de una solución tradicional con vigas prefabricadas pretensadas, y contra los 700 kg/m^2 que supondría una solución con el sistema 3E.

e) La sencillez de ejecución de unas pilas que quedan reducidas a su mínima expresión: fuste y capitel de apoyo de cada viga cajón. Estas pilas pueden también ser prefabricadas dada su ligereza. De todas formas las posibilidades de diseño de las pilas son infinitas, ya que habrá casos especiales en que interesará —por razones funcionales— alterar su diseño, y proyectar por ejemplo pilas-tabique, o bien pilas pórtico, que recojan las vigas-cajón.

f) La posibilidad de un control de calidad muy sencillo, ya que la fabricación de las vigas-cajón y las placas —que constituyen prácticamente el 100 % del tablero— se realiza en unas determinadas fábricas, siendo muy sencillo para la Administración y la empresa constructora el control que éstas realizan sobre dicha producción.

g) Un depurado diseño donde el aspecto estético ha sido uno de los principales factores a tener en cuenta. En efecto:

   1) Se refleja una gran modulación en estos puentes (normalmente en 1,20 m ó 2,40 m), que es la expresión de un orden modular que debe presidir todo el proyecto.

   2) Todas las juntas y berengenos de construcción quedan vistas sin disimulos, contribuyendo a un aspecto estético que refleja el proceso constructivo.

   3) Se dispone de unos modelos de barandillas especialmente diseñadas para este tipo de puentes por el gran artista Eusebio Sempere, lo que supone dignificar estas soluciones con unos remates de gran calidad estética.

h) La posibilidad de crear una «imagen» en el caso de un número suficiente de puentes que se repitan con parecidas exigencias funcionales. Una «imagen» de puentes de una gran diafanidad, sencillez dignidad estética que suponddrá en primer lugar un enorme respeto hacia el usuario, y que influirá evidentemente, desde el punto de vista plástico, visual y de apariencia, a crear un entorno más bello.

i) Dentro del concepto global de diseño de los puentes que aquí analizamos, integrador de un proceso constructivo rápido y limpio por una parte, y de un nivel estético alto por otra, la concreción en el diseño de los diferentes elementos del puente permite unas enormes variaciones, tanto para pilas como para estribos.

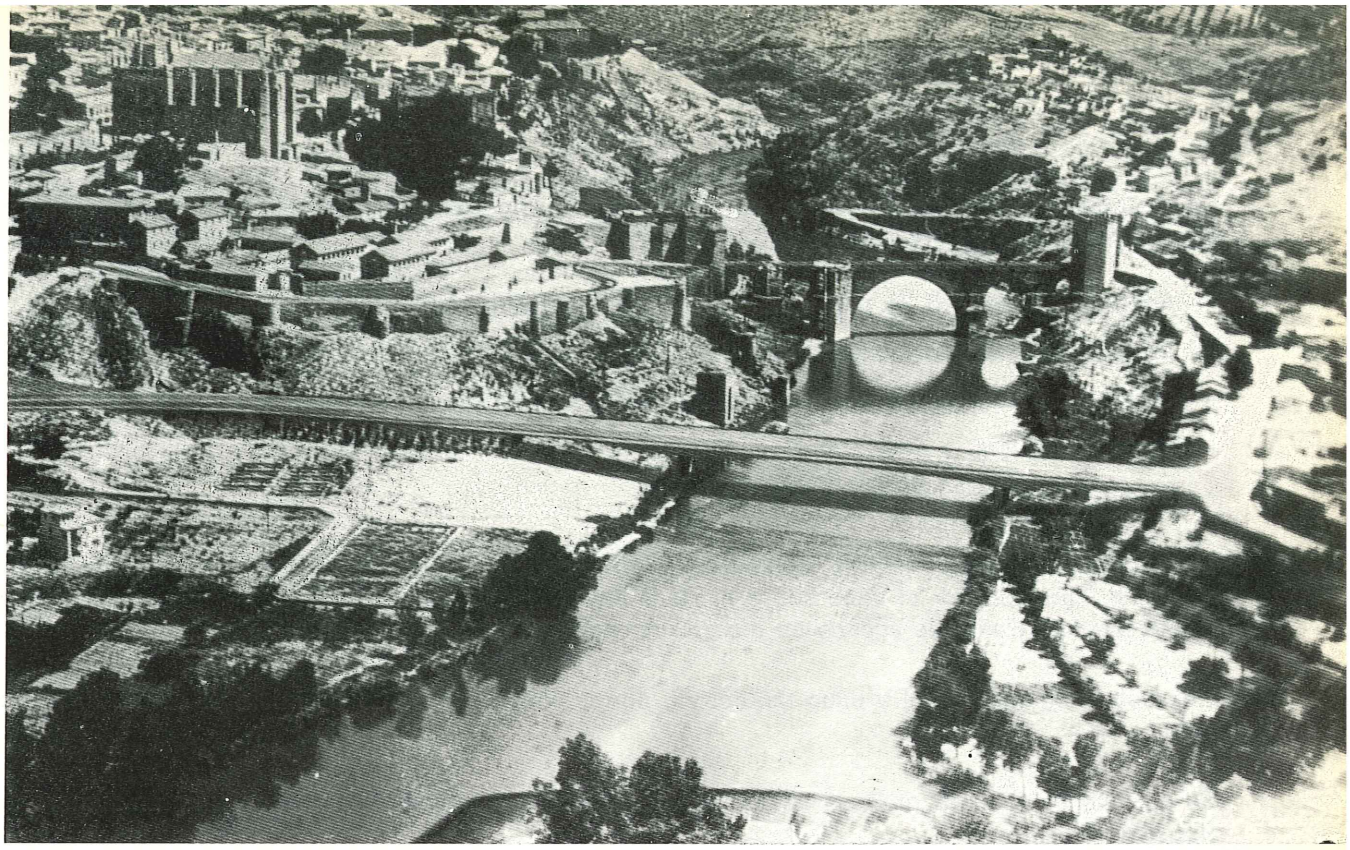


Fig. 1

591 - 2 - 110

Nuevo puente de San Martín en Toledo

R. CUVILLO
Dr. Ingeniero de Caminos

A mediados del año 1969 la Dirección General de Carreteras del M.O.P. decide la construcción de un nuevo puente en Toledo, aguas abajo del actual Puente de San Martín. El proyecto del nuevo puente se considera incluido en la Red Arterial de Toledo.

El proyecto de la nueva vía arranca, en la margen derecha de la Avenida de la Reconquista y después de cruzar el Tajo enlaza con la CC-401 de Toledo a Mérida por Guadalupe. La longitud total de la obra es aproximadamente de 1.000 m.

En principio estaba previsto un trazado formado por dos rectas unidas por su correspondiente curva de acuerdo. En esta primera posición el puente tiene una longitud de 275 m, longitud que resulta de imponer que los estribos no tengan una altura superior a los 4 m.

En realidad es esta una condición entre las varias impuestas al proyecto del puente y que, en resumen, son las siguientes:

— Rasante situada 10 m por debajo de la del actual puente de San Martín.

— Distancia mínima a dicho puente de 250 m.

— Ocultación máxima del nuevo puente durante la noche.

— Líneas sencillas.

— Enlace a nivel con la citada CC-401.

En un primer encaje, el puente, con sus 275 m de longitud, consta de 6 vanos, de los que el tramo principal (formado por el vano sobre el río y los 2 vanos laterales), tiene 170 m y los otros 3 constituyen el tramo de acceso en margen derecha. El río se salva sin pilas intermedias.

Con esta solución inicial y unos tanteos de dimensiones generales se inicia el estudio geotécnico.

Se realizaron en esta primera ubicación 3 sondeos mecánicos, 8 sísmicos y un gran número de tipo eléctrico.

Como resultado del estudio realizado nos vemos obligados, salvo que se eleve enormemente el costo de las cimentaciones de margen derecha, a trasladar, aguas arriba, el emplazamiento del puente en unos 50 m.

A la vez que se cambia el emplazamiento, también varía la topografía, de forma que la longitud total del puente se disminuye a la definitivamente adoptada.

En esta situación se prepara un foto-montaje (fig. 1) con la intención de que tanto el Ayuntamiento de Toledo, como la Comisión de Bellas Artes puedan apreciar el efecto estético de la obra que se somete a su informe y aprobación, aprobación que tiene lugar a principios de 1970.

El puente se proyecta definitivamente con 3 vanos de luces 42-84-42 m, y pendiente del 2 ‰ hacia la margen derecha (fig. 2).

La sección general es de 4 carriles, con aceras de 2 m a cada lado, 7 m de calzada en cada dirección y arcenes de 0,5 m, y mediana de 2 m, lo que da un total de 22 m de plataforma.

Los arcenes se limitan por barreras rígidas, con una altura de hormigón de 60 cm y un tubo longitudinal de coronación. Las aceras se terminan con barandilla ligera normal. En la mediana se proyecta una zona longitudinal de jardín.

Con base en estas dimensiones, el puente se proyecta en dos mitades gemelas, adoptándose la sección en cajón a ejecutar por la técnica de voladizos sucesivos. Creemos que en el estado actual de construcción de puentes y para las luces indicadas la solución propuesta es la más económica.

Para el intradós se adopta una parábola de segundo grado con simetría respecto a pilas, lo que da lugar a un dintel de canto variable con mínimo de 2 m y máximo teórico de 5 m. Cada viga-cajón tiene 10 m de ancho en parte superior y 5 m en parte inferior, quedando dos voladizos de 2,5 m. El espesor de almas así como el de la losa superior es fijo en todo el puente, variando el espesor de la losa inferior como es normal en este tipo de dinteles.

Se ha previsto que puedan instalarse en el interior de los cajones las conducciones de agua y saneamiento de Toledo, así como otros servicios tales como teléfono, gas y electricidad. El traslado desde el actual Puente de San Martín de algunas de estas conducciones a su nueva posición contribuirá a detener el deterioro que sufre dicho puente. Como quiera que en el mo-

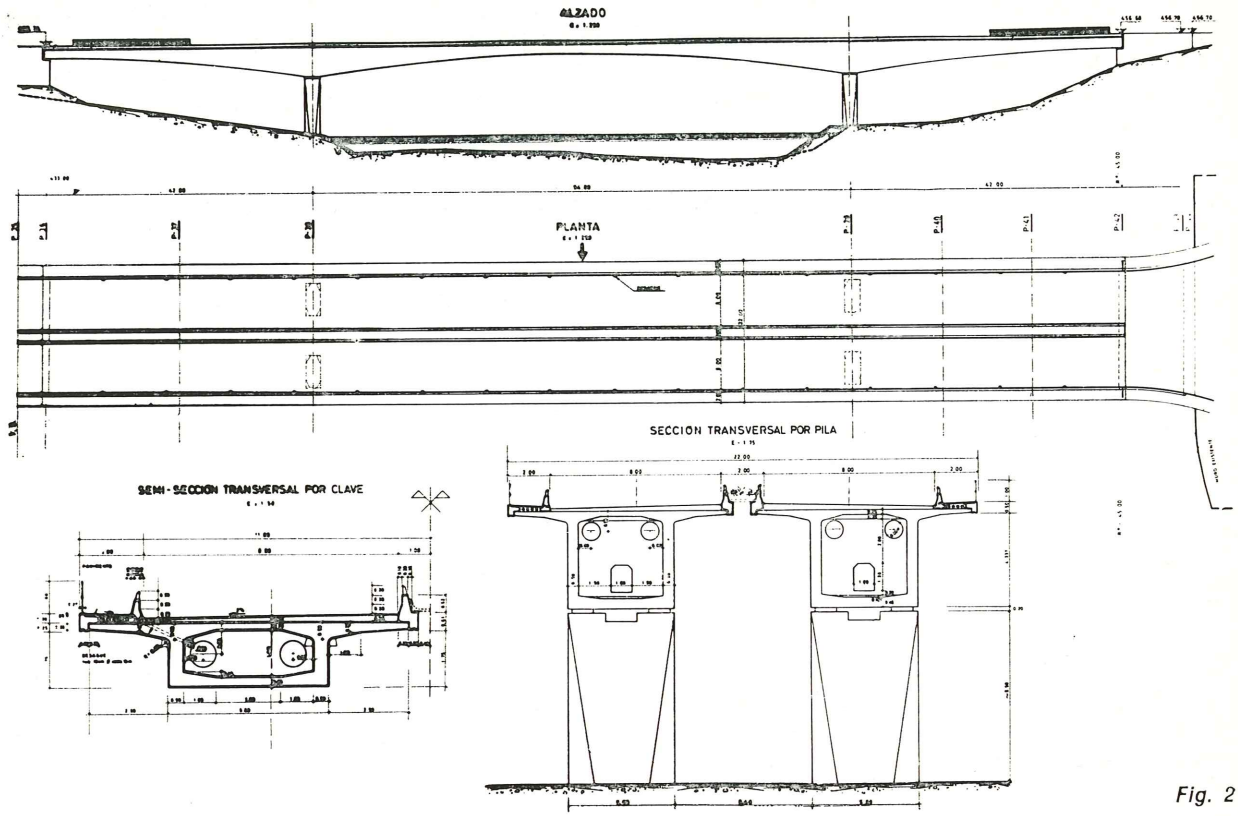


Fig. 2

mento de redactar el proyecto no se conocían con precisión dichas conducciones, se ha previsto la posibilidad de colocar una tubería de ∅ 60 cm y otra de ∅ 70 cm. Esta previsión suponía considerar una sobrecarga por cada cajón, actuando en la losa inferior, de 1 t/m, lo que representa de forma aproximada un 15 % de la sobrecarga del tren de cargas considerado en los cálculos.

El río tiene en esta definitiva posición un ancho de 80 m, por lo que se adopta una luz central de 80 m. Las pilas tienen una altura total de 10 m, de los que 1,5 m van bajo el terreno; la sección es variable: rectangular, de 5 × 2,5 m en parte superior, achaflanándose hacia abajo para conseguir un perfil hidráulico.

Tanto en pilas como en estribos se dejan separaciones suficientes para poder alojar gatos con los que actuar en caso necesario; esta precaución se ha tomado pensando no sólo en las fases de construcción, sino en la posible necesidad durante la vida de la obra, como puede ser el caso de posible sustitución de los apoyos.

Los estribos son de tipo normal, con muros de hormigón armado; las aceras se proyectan totalmente en voladizo.

La cimentación es del tipo sencillo con apoyo directo de hormigón armado, de 22,8 × 8 m, de sección en planta; cada macizo soporta dos pilas. La profundidad de proyecto se fija en 6 m, casi 2 m por debajo de la profundidad estimada en el Informe Geotécnico como apta para establecer una cimentación directa. A esta profundidad se prevé encontrar la roca sana.

El tablero en cajón va pretensado sólo longitudinalmente. Proyectado para ser cimbrado en los vanos laterales y por voladizos sucesivos en el vano central se prevé la posibilidad de ser realizado por entero en voladizo, solución que adoptaría más tarde la empresa constructora. Cada viga cajón se divide en una dovela in situ de 9 m sobre pila y 12 dovelas de 3 m a cada lado; la dovela de cierre central es también de 3 m y sobre los estribos se dispone otra dovela in situ de 2 m.

Para el cálculo se tiene en cuenta la Instrucción de 1956, con algún retoque como, por ejemplo, el incremento en un 50 % del esfuerzo de frenado; por aquellas fechas se estaba estudiando la nueva Instrucción y se había decidido considerar este aumento. Para el cálculo longitudinal se tiene en cuenta el tren más desfavorable, o sea, el número 2 de la citada Instrucción de 1956; en las bases constructivas se supone para el carro de avance una carga de 30 t.

Como es normal, se realizan las comprobaciones resistentes tanto en fase de construcción, como en servicio.

Se adopta como tendón de pretensado el formado por 12 cordones de 1/2'' con una carga de rotura de 226 t y una tensión inicial del 70 % de la carga de rotura.

En estribos se asegura la estabilidad del dintel con un pretensado vertical formado por 2 tendones por cada cajón, de forma que se permiten movimientos horizontales. Dichos tendones son de las mismas características que los de la viga-cajón.

Como resumen, diremos que, por cajón, se disponen 62 tendones en parte superior; en vanos laterales se añaden 8 tendones en parte inferior y en vano central, parte inferior, se disponen 36 tendones de continuidad.

Ello supone 39 kg/m^2 de acero de pretensado y además 95 kg/m^2 de armadura pasiva de calidad 4.600 kg/cm^2. No debemos olvidar que hubo que considerar en el cálculo la sobrecarga de tuberías en losa inferior, así como las debidas al seto central, barreras rígidas de hormigón, cuñas de pavimento, etc.

La resistencia exigida al hormigón es de 400 kg/cm^2.

La articulación fija se establece sobre la pila de margen derecha, siendo los restantes apoyos móviles.

El cálculo se realiza en lo que luego se denominaría clase I, aunque con la salvedad de que no se considera la minoración y mayoración de pérdidas.

Otros detalles del proyecto son los siguientes:

Pavimento. En el proyecto se tiene en cuenta la posibilidad de construir una mitad del puente o la totalidad. En el primer caso se cuenta con dos pendientes y en el segundo con una sola; todas las pendientes son del 2 %. Esta circunstancia impone un tablero horizontal y el pavimento, en caso de construcción de la totalidad del puente, está obligado a variar entre 12 y 28 cm de espesor. El proyecto de pavimento queda establecido con la siguiente estructura:

Cuña de mezcla asfáltica de espesor variable, mástique de impermeabilización, capa intermedia de 4 cm y capa de rodadura de 3 cm.

Iluminación. Como ya se ha indicado, se exige una iluminación sobre calzada y aceras sin visibilidad desde el exterior. La iluminación sobre calzada se proyecta a base de línea continua de tubos de flúor dispuestos en barrera rígida. La iluminación media de proyecto es de 130 lux, lo que exige una potencia instalada de 40 kW. En aceras se disponen aparatos cada 5,5 m con lámparas de 60 W.

Apoyos. En la pila de margen derecha se disponen 2 apoyos fijos, por cajón, tipo Neotopf para 1.600 t cada uno. En la pila de margen izquierda apoyos móviles del mismo tipo que el caso anterior. En estribos se disponen 2 apoyos móviles por cajón para 350 t.

Juntas. Se proyectan dos juntas de tipo peine.

Aceras. En las aceras también está previsto llevar alguna canalización, como por ejemplo, las de la propia iluminación del puente.

Se dispone también barandilla de acero pintada de gris y como pavimento loseta decorada.

Accesos. En este puente, la necesidad del acceso fácil al interior de los cajones tiene un doble motivo:

— Inspección normal de las vigas.

— Accesos para instalación y conservación de conducciones interiores.

El acceso se proyecta por la mediana, habiéndose dispuesto una ligera estructura metálica y agujeros de 80 cm de diámetro dispuestos en las almas del cajón, convenientemente reforzadas.

El presupuesto total del proyecto se eleva a 112 millones de pesetas, correspondiendo al puente un 74 % del mismo.

El presupuesto por m^2 del puente resulta a 24.000 pesetas.; en esta cifra están incluidas también las partidas de iluminación, conservación, pruebas de carga, etc. La estructura del tablero, o sea, las vigas-cajón (que comprenden únicamente 3 unidades de obra: hormigón H-400, armadura de pretensado y armadura pasiva, ya que los demás conceptos, tales como carro de avance, encofrados, anclajes, tesado, etc., están incluidos en dichas unidades) supone aproximadamente un 52 % del presupuesto total.

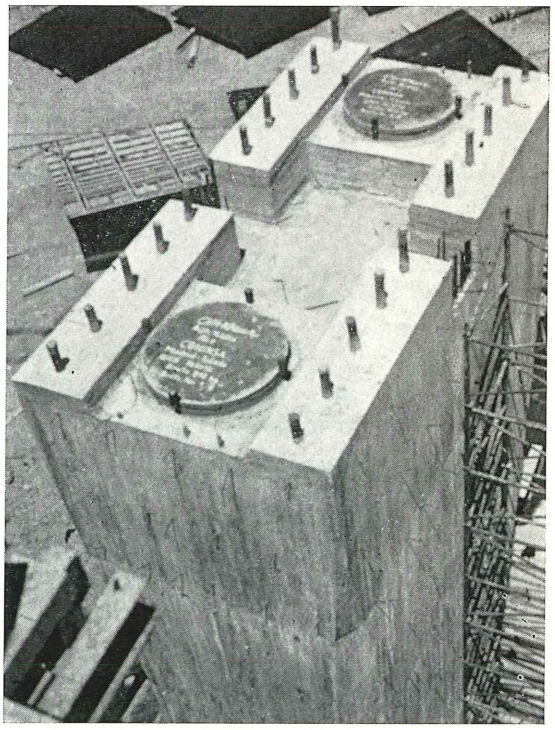
El proyecto es aprobado al final de 1971 y subastada la obra se adjudica a la Empresa Constructora CONINSA, con un plazo de ejecución de 36 meses.

La obra comienza a ejecutarse en 1972 por las excavaciones de los cimientos en la margen derecha.

Se propone un cambio de programa de construcción:

1. Realización de todo el puente por voladizos.
2. Realización de una mitad completa del puente (margen derecha) y después la otra mitad.

Fig. 3



También a propuesta del constructor, la estabilidad del tablero durante la ejecución por voladizos va a asegurarse por medio de un pretensado vertical formado por 10 tendones en cada pila (12 ∅ 1/2"), como se aprecia en la figura 3. Creemos que en este caso resulta más económico, debido a la poca altura del tablero sobre el terreno, disponer pilares provisionales con misión de apoyo o tirante. Hay que tener en cuenta que los tendones del anclaje utilizado dan una longitud de 1.820 m de ∅ 1/2" y peso de 17 t de acero de pretensado, lo que representa un 11 % del total de acero de pretensado utilizado en la obra. Las almohadillas de hormigón, visibles en la figura citada han de romperse al final de la ejecución de los voladizos.

La primera dovela hormigonada por medio de carro de avance se ejecuta en agosto de 1973.

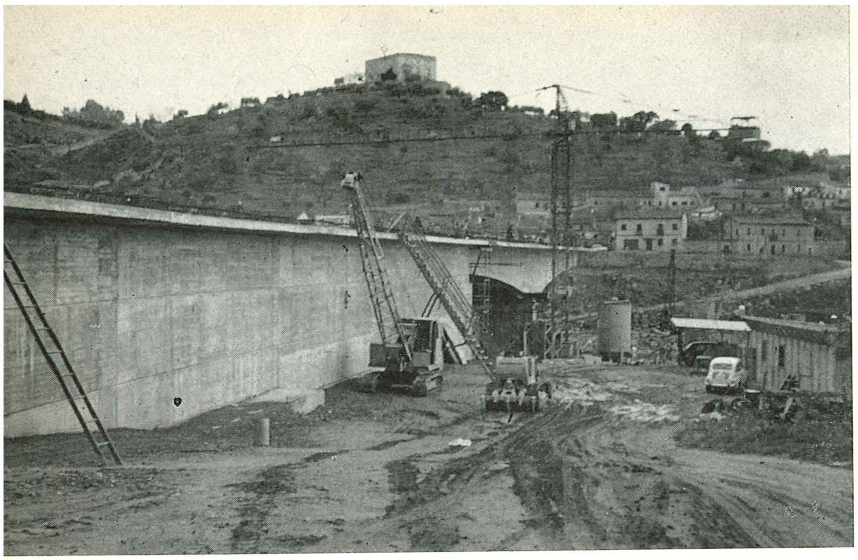


Fig. 4

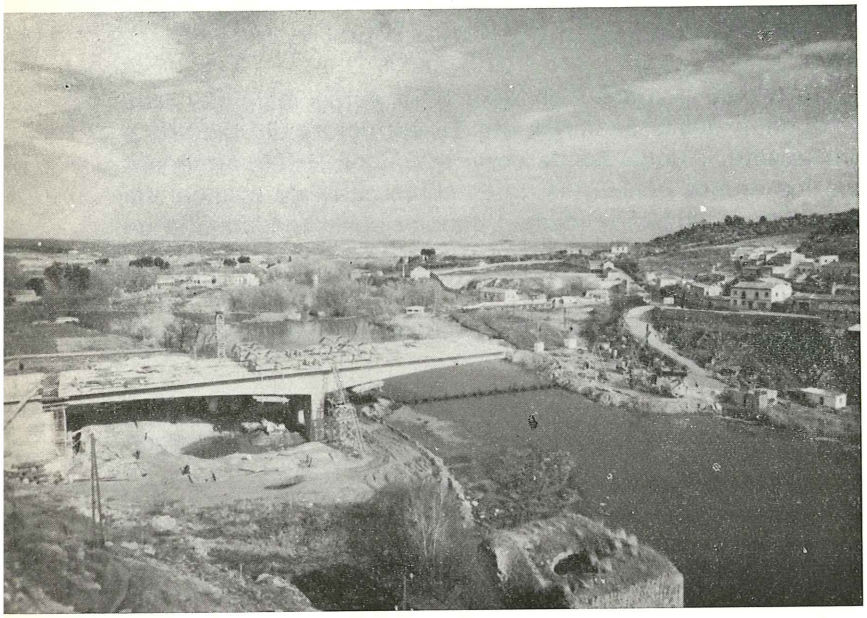


Fig. 5

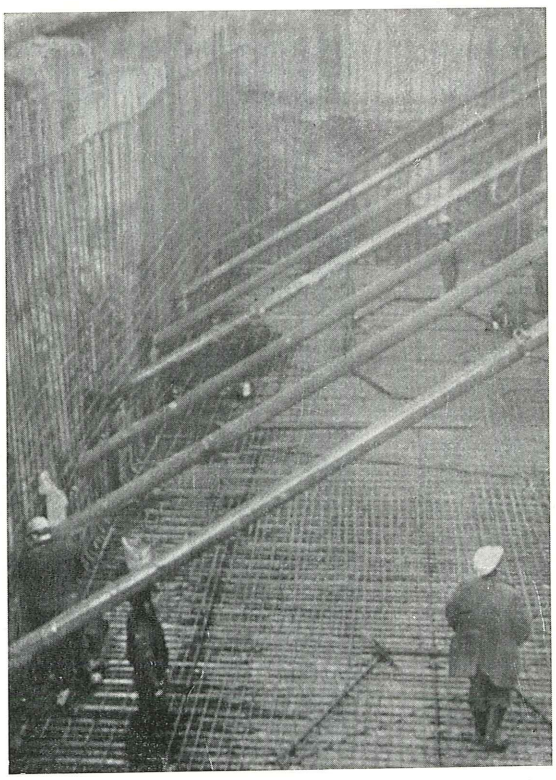


Fig. 6

Simultáneamente se comienza la realización del estribo margen derecha, cuya situación, en ladera, hace que los muros de acompañamiento tengan longitudes muy desiguales: 20 y 70 m de largo.

En la figura 4 se aprecia el alzado del muro de acompañamiento de mayor longitud; este muro irá recubierto en gran parte por terraplén y vegetación. La acera está totalmente volada; ello contribuirá también a disminuir el efecto pared. El muro separa la zona de calzada de la acera evitándose discontinuidad en el firme.

La mitad del puente (fig. 5) termina de construirse en enero del 74, habiéndose ejecutado la mitad del puente en cinco meses.

Como ya se ha indicado, el programa de ejecución previsto consistía en realizar medio tablero en todo el ancho, con cuatro carros de avance y luego pasarlos a la otra margen. Se preveía que el plazo de ejecución de este medio tablero fuese del orden de cuatro-cinco meses y trasladado el equipo completo a la otra margen (central de hormigonado, carros, encofrados, etc.) se necesitarían otros seis meses para terminar el dintel, lo que suponía un plazo de tiempo aproximado de 10 a 11 meses para cerrar las dos mitades desde su comienzo. A fin de prever posibles deformaciones anormales se tomaron dos medidas:

1. Conductos de reserva en parte superior del tablero.

2. Dispositivo de corrección en estribos.

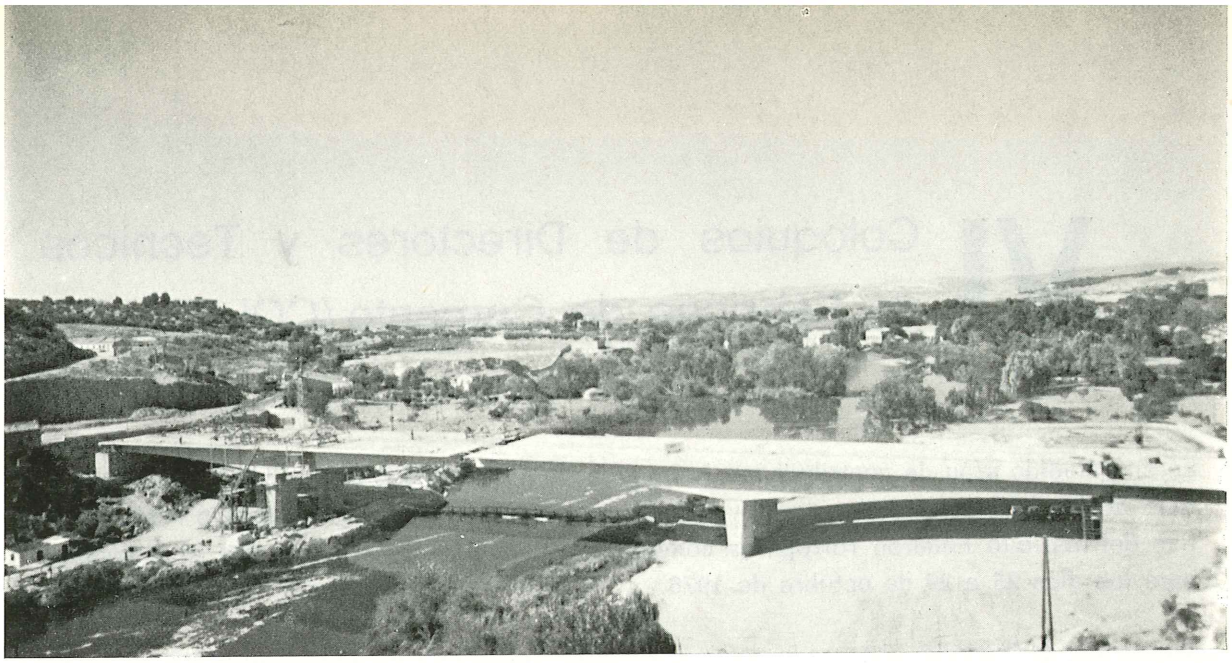


Fig. 7

Este dispositivo de corrección aprovecha el pretensado vertical de anclaje del tablero; se proyecta un apoyo provisional, dejando espacio suficiente para colocar seis gatos de 50 t por cajón. De esta forma se confía en poder corregir flechas ocasionales en el centro de puente.

Mientras se construye esta primera parte se trabaja activamente en la cimentación de la margen izquierda. En la cimentación de esta pila, la profundidad de la roca sana donde apoyar la zapata varía de lo previsto. En el recinto formado por las dimensiones previstas de dicha zapata, la roca sana (Gneis embrechítico) va de 8 a 17 m de profundidad. La línea de máxima pendiente forma un ángulo de 30° con el eje del puente. La inclinación de la superficie del terreno de cimentación hace temer pudiese producirse un deslizamiento del cimiento, por lo que se ha anclado el cimiento por medio de anclajes en roca. Se han dispuesto 11 tendones formados por 12 cordones de 0,6'' y una fuerza inicial de pretensado de 225 t. En teoría dichos anclajes se deberían disponer en abanico, sustituyéndose en la práctica por 10 anclajes paralelos, formando un ángulo de 20° con el eje del puente, y un anclaje paralelo a dicho eje. Los conductos de pretensado se dejan en la zapata para, posteriormente al hormigonado, hacer el taladro y ejecutar el anclaje (fig. 6).

Salvados estos inconvenientes, se continúa la construcción y en junio de este año se inicia la primera dovela con carro de avance en la pila de margen izquierda, año y medio después de terminar la primera mitad del puente.

A partir de este momento se lleva con toda normalidad el proceso. La situación a primeros de octubre es la de la figura 7, donde puede apreciarse queda únicamente por realizar la dovela de cierre.

Durante todo el tiempo transcurrido se ha llevado un control estricto de las flechas que se iban produciendo; no se han observado flechas anormales, si bien se han producido variaciones cíclicas debidas a temperatura con una amplitud máxima de 15 mm.

El que no haya habido mayores problemas se debe quizá el estado tensional del dintel en voladizo, a la calidad del hormigón y a la ligereza del carro.

La obra ha sido llevada a cabo por el 2.° Grupo del Servicio Regional de Construcción, dirigido por los Ingenieros de Caminos don Antonio Espinós Guerero, don Rafael Guitart y Gregorio, y por el Ingeniero Técnico don Tomás Usán Cabestré. Este Grupo disponía de un laboratorio a pie de obra para control de áridos, hormigones, etc.

Como ya dijimos, la Empresa Constructora es CONINSA, que ha utilizado para el pretensado del dintel el sistema Freyssinet.

VI Coloquios de Directores y Técnicos de Fábricas de Cemento (COLCEM-76)

En su decidido afán de contribuir, en la medida de sus actuales disponibilidades, al beneficio de las industrias del cemento y de la construcción, el Consejo Técnico Administrativo del Instituto Eduardo Torroja, ha considerado conveniente convocar los VI Coloquios para los días 25 a 29 de octubre de 1976.

Asimismo, el Consejo, asesorado por la Comisión Consultiva de Representantes de la Industria del Cemento, consideró que el tema «El cemento en los años 80», era el idóneo para servir de eficaz ayuda al desarrollo futuro de la industria.

Se acompaña un resumen del temario previsto:

Introducción:

Tendencias en la teconología y posibles innovaciones.

Ahorro de energía:

Adiciones.
Coadyuvantes en la clinkerización.
Empleo del carbón.
Nuevas fuentes (nuevos tipos de gas-oil y fuel-oil, gas natural).

Procesos:

Nuevos sistemas de cocción (estudio crítico de intercambiadores; doble cocción).
Estudio crítico de enfriadores.
Molienda (circuito abierto y en cascada; molinos verticales).
Automatización.

Pliego de condiciones:

El pliego actual y sus implicaciones económicas.

Investigación:

Investigaciones futuras.

El cemento en la economía nacional:

Política económica.
El cemento visto por el usuario.
Nuevos usos del cemento.
Contaminación.
Organismos internacionales sobre cemento.
Proyección a Iberoamérica.

Puentes pretensados

F. DEL POZO FRUTOS
Dr. Ingeniero de Caminos
M. JULIA VILARDELL y F. DEL POZO VINDEL
Ingenieros de Caminos

El objeto de esta comunicación es presentar seis estructuras realizadas en hormigón pretensado que comprenden una variada tipología aplicada tanto a puentes de ferrocarril como de carreteras. Los proyectos de todas ellas han sido realizados por el equipo de PROES, S. A.

PUENTE DE FERROCARRIL DE MEDINA DEL CAMPO

Este puente está situado en Medina del Campo y da paso a la línea de ferrocarril de Zamora por encima de la CN-VI de Madrid a La Coruña.

Esta estructura substituye a un antiguo paso de 8 m de luz que estrangulaba a la mencionada CN. En el proyecto de la variante se fijaba el nuevo ancho de la carretera en 20 m, lo que unido al ángulo de esviaje de 72° con que se efectúa el cruce, daba lugar a un gálibo horizontal mínimo de 24 m.

La línea de ferrocarril es de doble vía electrificada, y se impuso como condición de partida el mantener durante todo el período de construcción la circulación de la carretera inferior, y al menos una de las dos vías del ferrocarril.

Esta última condición llevó consigo el dividir longitudinalmente la plataforma en dos elementos estructurales, de modo que se construyeran sucesivamente y permaneciera siempre en servicio una vía. Esto se realizaba manteniendo el servicio por el puente antiguo hasta la ejecución de una de las dos vías nuevas y efectuando el desvío entonces para construir la segunda.

Por otra parte, la necesidad de mantener el tráfico inferior inducía en principio a la adopción de elementos prefabricados, que se pudieran colocar rápidamente y con independencia de la carretera.

Sin embargo, dado que el cruce se realiza con altura estricta debido a la pequeña diferencia de cota entre las rasantes se desechó el tramo simple, con objeto de evitar el efecto pared que hubiera originado la presencia de los muros laterales de los estribos en vuelta y la sensación de pesadez debida al canto del tablero del orden de un tercio de la altura libre.

La solución que se adoptó fue la de un puente isostático, tipo «cantilever» en que los vanos laterales se podían construir in situ al quedar fuera del paso actual y no interferir con él. El vano central, de poco peso podía también construirse in situ sobre el propio puente existente, bajándose luego a su posición definitiva.



Quedaba así resuelto el problema de construcción con todos los condicionantes antes mencionados y se aumentaba la diafanidad del cruce, aspecto este de gran importancia al tratarse de una estructura urbana.

La estructura elegida fue de tipo cantilever, con sección en losa para conseguir un mejor efecto estético y reducir el canto. Los vanos laterales realizados en hormigón armado están formados por un voladizo de 6 m y un vano de compensación de 12. El canto de estos vanos laterales es variable entre 1,75 m sobre la pila y 1,35 en el estribo.

El tramo central es de 12 m de luz de sección en cajón macizo de 80 cm de canto y continúa la línea formada por los vanos laterales.

Las pilas intermedias son un único fuste de sección rectangular, sobre los que apoyan a través de dos placas de neopreno zunchado los vanos laterales.

Con objeto de disminuir los empujes, los estribos que se adoptaron en proyecto consistían en un dintel sobre una palizada a través de la cual pasa el talud del terraplén. El tramo lateral se apoya sobre este dintel.

La existencia del esviaje, junto con la presencia de curvatura en planta originan una distribución de reacciones disimétricas, tanto en la junta entre vano central y voladizo como en el apoyo sobre estribo.

Debido a ello fue necesario anclar el vano central al voladizo a través de barras de pretensado vertical tipo DIWYDAG que atravesaban los apoyos de neopreno y permitían la libre dilatación entre bordes de junta al estar colocados dentro de una vaina de 10 cm de diámetro rellena de material bituminoso.

Naturalmente en el borde sobre estribos aparecía además el efecto de levantamiento cuando se consideraba la carga en el vano central, por lo que el pretensado vertical era mayor.

La empresa constructora de este puente es HUARTE Y CIA.

CRUCE SOBRE LA CN-VI

Este puente está situado en la autopista Villalba-Villacastín-Adanero en el km 56,3 y es un cruce de la autopista sobre la CN-VI de Madrid a La Coruña. Se halla actualmente en construcción.

La autopista en esta zona tiene dos calzadas formadas cada una de ellas por dos carriles de 3,75 m y un arcén derecho de 3 m y uno izquierdo de 1,50, exigiéndose en las zonas en estructura dos aceras de 1 m en cada calzada. Como además el ancho mínimo de mediana se fija en los 3 m esto da lugar a una plataforma mínima de 31 m que hace aconsejable la división de las circulaciones en dos estructuras independientes.

Esta división en dos estructuras independientes está más justificada en este caso particular en el que por existir un fuerte esviaje, del orden de los 30°, eran de prever esfuerzos muy fuertes de torsión que se verían muy incrementados en caso de plataforma única por la gran excentricidad que podrían tomar las sobrecargas.

Debido precisamente a este esviaje se pensó en una canalización longitudinal de esfuerzos por medio de dos nervios longitudinales en cada tablero, que al ser mucho más rígidos que la losa continua que forma la plataforma absorben los esfuerzos y los transmiten a los apoyos disminuyendo en gran medida los esfuerzos transversales que aparecerían en el caso de tratarse de una losa de canto transversal constante.

Así, pues, siguiendo estos criterios se proyectó una doble estructura formada por dos tableros continuos de 3 vanos con una luz central de 36 m y 2 vanos laterales de 15 m cada uno.

Cada tablero estaba formado por dos cajones macizos de canto constante de 1,45 m y ancho de 2,50 unidos por una losa de 20 cm de espesor y dos voladizos para completar la plataforma de 2,50 y de canto variable entre 15 y 20 cm.

Todo el tablero lleva la inclinación transversal necesaria para formar el peralte sin necesidad de usar hormigón de bombeo.

Cada uno de los cajones que forman el tablero se pretensa mediante 9 cables continuos de trazado parabólico tesados a 141 t. Debido a la longitud que tienen estos cables el tesado se hace desde ambos extremos para disminuir las pérdidas que se producirían por rozamiento si se dejara en un lado un anclaje pasivo.

El apoyo de estos tableros se hace mediante una pila independiente para cada cajón de 1,10 m de canto y 4,50 m de ancho de sección maciza y siguiendo el esviaje. Este apoyo se efectúa por intermedio de placas de neopreno zunchado que forman un cuadrado de 65 cm de lado. La cimentación es directa mediante una zapata corrida común para los dos fustes.

Debido a que los tramos laterales de compensación no han de quedar libres, ya que la carretera pasa por el vano central y con objeto de disminuir los empujes sobre los estribos, éstos se han proyectado como una palizada que soporta el dintel de apoyo y que permite al terraplén caer libremente por delante.

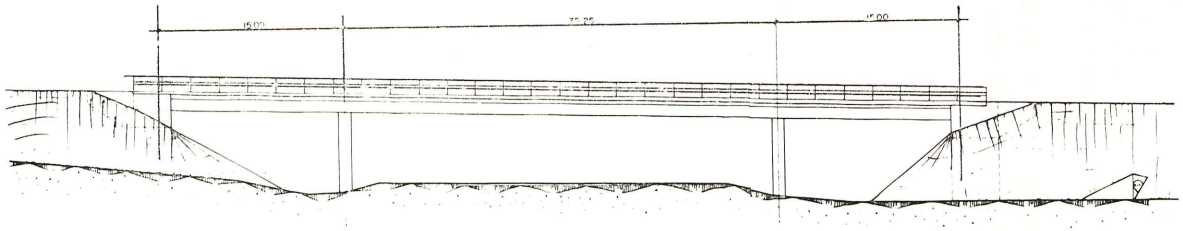
La palizada antes mencionada está formada por cuatro pilares de canto variable entre 2 y 4 m con un ancho de 1,50 y separados entre sí 7,50 m.

El dintel sobre el que se apoyan los cajones del tablero tiene 1,50 de canto por 2 m de ancho.

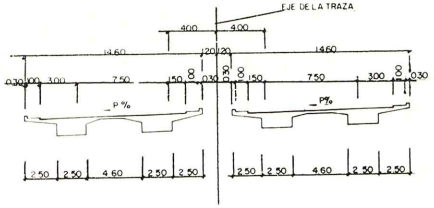
El apoyo se realiza por intermedio de 2 placas de neopreno circulares de 40 cm ∅ por cajón. Para absorber el tirón que se produce en estos apoyos al cargar el vano central y para mantener en las placas de apoyo una compresión mínima que permita el correcto funcionamiento de estos elementos, existe un pretensado vertical entre el tablero y el estribo que atraviesa las placas de neopreno. Este pretensado se realiza mediante cables rectos que se tesan a unas 50 t en cada uno de los 4 apoyos existentes en el estribo por tablero.

La empresa constructora es TECNICA Y OBRAS y la sociedad propietaria IBERPISTAS, S. A.

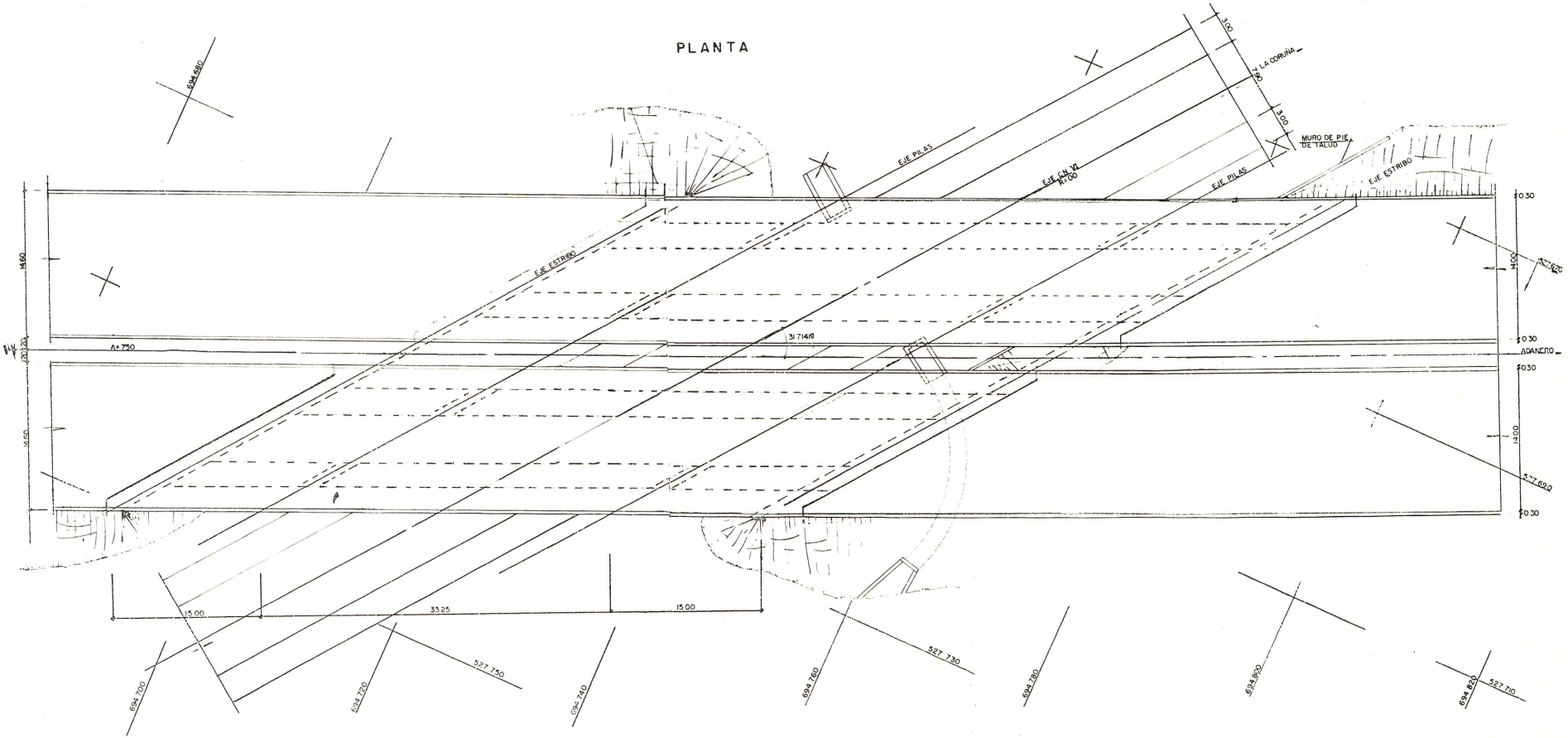
ALZADO



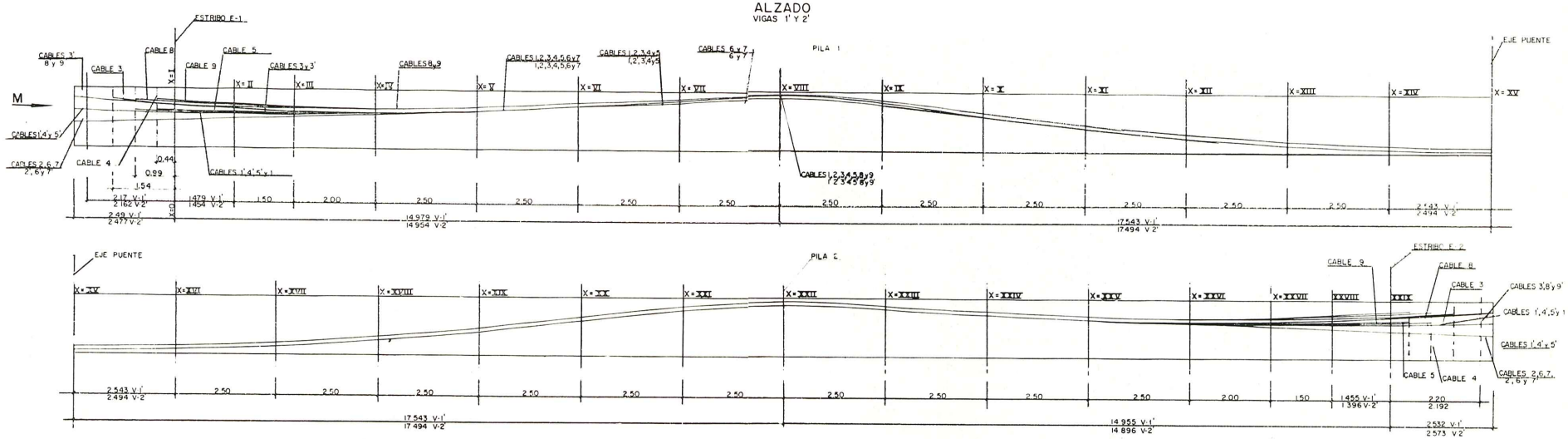
SECCION TRANSVERSAL



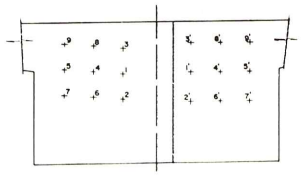
PLANTA



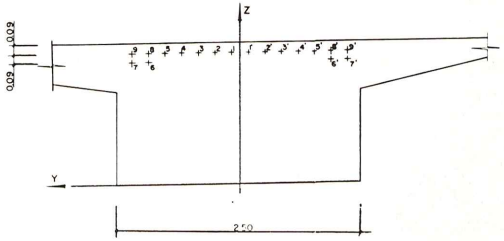
ALZADO
VIGAS 1' Y 2'



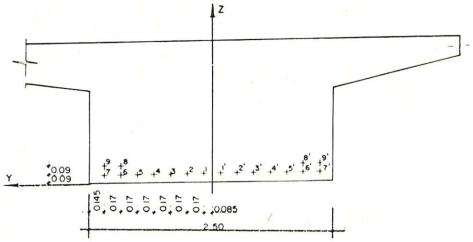
VISTA POR M
ZONA ANCLAJES



SECCIONES VIII y XXII



SECCION XV



TRAZADO DE LOS CABLES DESDE SECCIONES IV A XXVI COTAS EN METROS

SECCION		IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI	XVII	XVIII	XIX	XX	XXI	XXII	XXIII	XXIV	XXV	XXVI
CABLE	X	V-1'	4.979	7.479	9.979	12.479	14.979	17.479	19.979	22.479	24.979	27.479	29.979	32.522	35.065	37.565	40.065	42.565	45.065	47.565	50.065	52.565	55.065	57.565	60.065
		V-2'	4.954	7.454	9.954	12.454	14.954	17.454	19.954	22.454	24.954	27.454	29.954	32.448	34.942	37.442	39.942	42.442	44.942	47.442	49.942	52.442	54.942	57.442	59.942
1,1'		Y±	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085
		Z	0.820	0.958	1.070	1.225	1.360	1.191	0.856	0.580	0.366	0.213	0.121	0.090	0.121	0.213	0.366	0.580	0.856	1.191	1.360	1.225	1.070	0.958	0.890
2,2'		Y±	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255
		Z	0.875	0.958	1.070	1.225	1.360	1.191	0.856	0.580	0.366	0.213	0.121	0.090	0.121	0.213	0.366	0.580	0.856	1.191	1.360	1.225	1.070	0.958	0.875
3,3'		Y±	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425
		Z	0.890	0.958	1.070	1.225	1.360	1.191	0.856	0.580	0.366	0.213	0.121	0.090	0.121	0.213	0.366	0.580	0.856	1.191	1.360	1.225	1.070	0.958	0.890
4,4'		Y±	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595
		Z	0.890	0.958	1.070	1.225	1.360	1.191	0.856	0.580	0.366	0.213	0.121	0.090	0.121	0.213	0.366	0.580	0.856	1.191	1.360	1.225	1.070	0.958	0.890
5,5'		Y±	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765
		Z	0.890	0.958	1.070	1.225	1.360	1.191	0.856	0.580	0.366	0.213	0.121	0.090	0.121	0.213	0.366	0.580	0.856	1.191	1.360	1.225	1.070	0.958	0.890
6,6'		Y±	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935
		Z	0.875	0.958	1.070	1.180	1.270	1.146	0.856	0.580	0.366	0.213	0.121	0.090	0.171	0.213	0.366	0.580	0.856	1.146	1.270	1.180	1.070	0.958	0.875
7,7'		Y±	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105
		Z	0.675	0.958	1.070	1.180	1.270	1.146	0.856	0.580	0.366	0.213	0.121	0.090	0.121	0.213	0.366	0.580	0.856	1.146	1.270	1.180	1.070	0.958	0.875
8,8'		Y±	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935	0.935
		Z	0.980	1.048	1.160	1.270	1.360	1.236	0.946	0.670	0.456	0.303	0.211	0.180	0.211	0.303	0.456	0.670	0.946	1.236	1.360	1.270	1.160	1.048	0.980
9,9'		Y±	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105
		Z	0.980	1.048	1.160	1.270	1.360	1.236	0.946	0.670	0.456	0.303	0.211	0.180	0.211	0.303	0.456	0.670	0.946	1.236	1.360	1.270	1.160	1.048	0.980

TRAZADO DE LOS CABLES DESDE ANCLAJES HASTA SECCIONES III y XXVII COTAS EN M

CABLE / SECCION	1	2	3	4	5	6	7	8	9	1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	
III	+0.145	+0.275	+0.405	+0.615	+0.805	+0.870	+1.050	+0.870	+1.050	-0.145	-0.275	-0.405	-0.615	-0.805	-0.890	-1.070	-0.890	-1.070	Y
XXVII	0.869	0.810	0.920	0.898	0.901	0.810	0.810	1.007	1.014	0.869	0.810	0.917	0.869	0.869	0.610	0.810	0.970	0.970	Z
II	+0.213	+0.300	+0.387	+0.628	+0.868	+0.787	+1.006	+0.787	+1.006	-0.201	-0.295	-0.387	-0.624	-0.845	-0.824	-1.037	-0.824	-1.037	Y
XXVII	0.869	0.760	0.974	0.908	0.918	0.760	0.760	1.053	1.079	0.869	0.760	0.966	0.869	0.869	0.760	0.760	0.999	0.999	Z
I	+0.281	+0.325	+0.369	+0.641	+0.931	+0.704	+0.963	+0.704	+0.963	-0.257	-0.316	-0.369	-0.634	-0.884	-0.759	-1.004	-0.759	-1.004	Y
XXIX	0.885	0.709	1.059	0.923	0.944	0.709	0.709	1.132	1.178	0.885	0.709	1.042	0.885	0.895	0.709	0.709	1.059	1.059	Z
ANCLAJE	+0.350	+0.350	+0.350	+0.650	+0.950	+0.650	+0.950	+0.650	+0.950	-0.350	-0.350	-0.350	-0.650	-0.950	-0.650	-0.950	-0.650	-0.950	Y
	0.917	0.657	1.177	0.936	0.954	0.676	0.694	1.196	1.214	0.926	0.626	1.226	0.926	0.926	0.626	0.626	1.226	1.226	Z

NOTAS:

1- LA RESISTENCIA CARACTERISTICA DEL HORMIGON A LOS 28 DIAS SERA DE 350 Kg/cm^2

2- CADA CABLE DE PRETENSADO ESTA FORMADO POR 12 TORONES DE 1/2 PULGADA TESADOS INICIALMENTE DETRAS DEL ANCLAJE A 141,4 Tons /CABLE

3- LA CARGA DE ROTURA DEL ACERO DE PRETENSADO SERA MAYOR O IGUAL QUE 180 Kg/mm^2

4- EL TESADO SE EFECTUARA SIMULTANEAMENTE POR AMBOS EXTREMOS DE CADA CABLE DESPUES DEL TESADO DE LOS CABLES, SE INYECTARAN LOS CONDUCTOS QUE LOS ALOJAN.

5- LAS SECCIONES DADAS SON NORMALES A LOS EJES DE LAS VIGAS LA COORDENADA X SE MIDE A LO LARGO DE ESTE EJE, A PARTIR DE LA INTERSECCION CON EL EJE DE APOYOS EN ESTRIBO IZQUIERDO (E-1)
LA COTA DE ALTURA Z SE MIDE A PARTIR DE LA SUPERFICIE DE FONDO DE ENCOFRADO.



PUENTE DE BEGOÑA

Se halla esta estructura enclavada dentro de las obras de la nueva autopista que unirá el Enlace Norte en la zona de Fuencarral en Madrid con la actual autopista de las Rozas a Villalba.

La estructura es un paso superior sobre la autopista que une las calzadas de servicio prolongación de las de los barrios del Pilar y Ciudad Sanitaria de la Paz con el barrio de la Virgen de Begoña.

La estructura actualmente en servicio corresponde a la modificación del proyecto original del año 1967. La modificación mencionada correspondía a una variación del ancho de la plataforma al disminuirse las aceras del proyecto original de 4,50 m a los 2,50 actuales. Asimismo tras un nuevo estudio de las zonas de cimentación de la estructura se llegó a la conclusión de la necesidad de sustituir la cimentación directa inicialmente proyectada por un pilotaje profundo debido a la posibilidad existente de grandes asientos diferenciales muy difíciles de resistir por una estructura continua como la proyectada.

Debido a la existencia de dos incorporaciones laterales en la zona del estribo sur y dentro de la estructura, con la consiguiente variación del ancho de la plataforma en esta zona, parecía desaconsejable el uso de elementos prefabricados. Asimismo y debido a la ubicación urbana de la obra, que acrecentaba la importancia de su aspecto estético, se buscó una solución lo más esbelta posible ya que al ser el ancho del tablero de 19 m, muy grande en relación con la luz, era de temer el posible efecto de aumento del canto aparente al acercarse a la estructura, lo cual la haría excesivamente pesada, sobre todo, teniendo en cuenta que el gálibo es estricto en este cruce.

La solución que se adoptó en el proyecto fue la de una estructura de 3 vanos compensados con una luz central impuesta por la autopista inferior de 47 m y 2 laterales de 17 m cada uno.

Con objeto de reducir al máximo el canto de la estructura se diseñó el tablero en losa, aligerada en el vano central, y de canto variable entre 1,10 m en la clave y 2,30 en los apoyos sobre pilas.

Los aligeramientos son circulares de 80 cm de ∅ y se realizaron encofrando con tubos muy ligeros que se dejaron perdidos.

El ancho de la losa inferior es de 11 m y se completa la plataforma mediante unos voladizos que resultan de dimensión variable al conservarse el plano de los costeros de la losa con la misma inclinación y variar el canto de la misma.

Estos voladizos aumentan de dimensiones en la zona sur para adaptar la plataforma al ancho variable producido por las incorporaciones allí existentes. La dimensión máxima del voladizo llega a ser en la zona del estribo de 11 m.

En cada eje de apoyos existen cuatro pilas en forma de H con caras curvas y de unas dimensiones exteriores de 90 × 90 cm. La cimentación de estas pilas se hace por pilotaje como antes se indicó y el encepado es corrido cogiendo los 4 fustes. Se emplearon pilotes de 65 cm de ∅ para 100 t de fuerza vertical cada uno.

El tablero se pretensa por medio de 44 cables, cada uno de ellos capaces para ser tesados inicialmente a 178 t desde ambos extremos. Este cableado se complementa en la zona sobre pilas mediante 10 nuevos cables de la misma capacidad que se anclan en la losa inferior y que se tensan desde un solo extremo. El sistema que se empleó para la realización del pretensado de este puente fue el FREYSSINET.

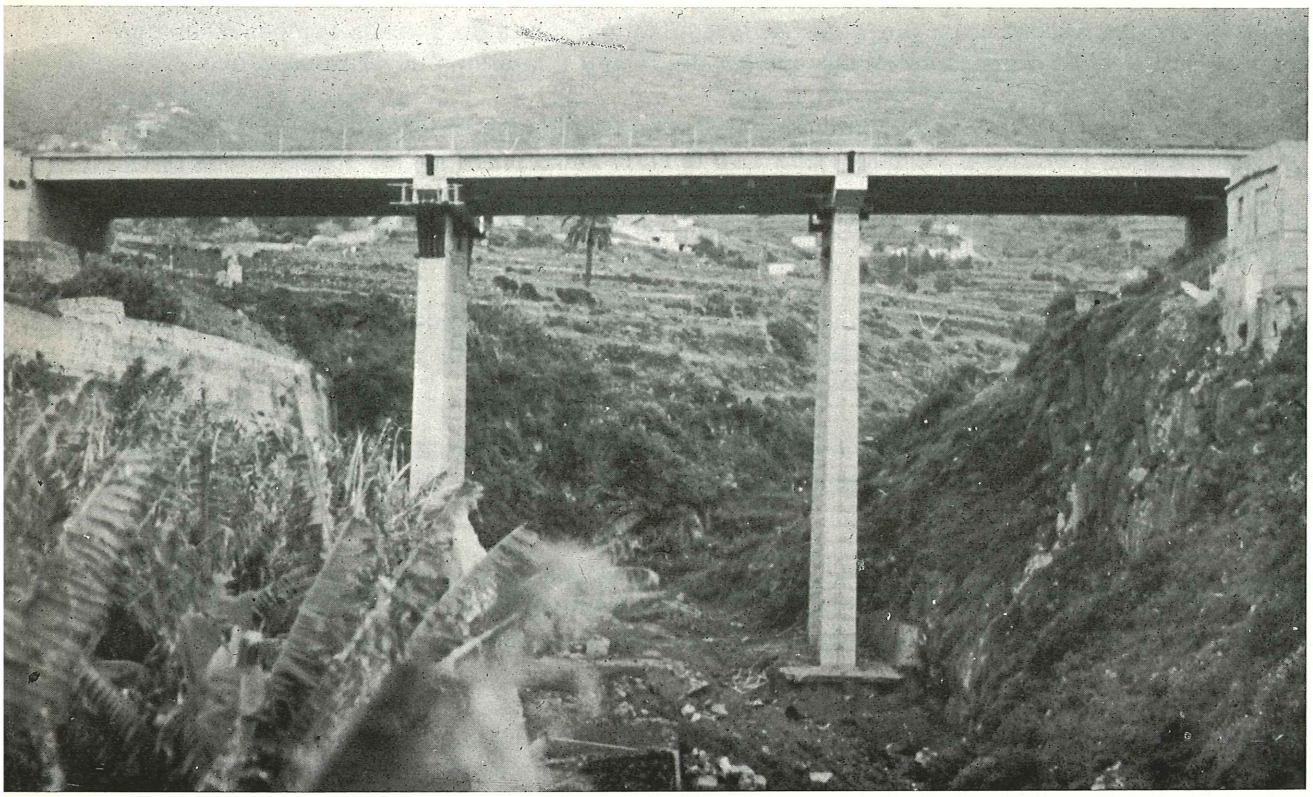
Los estribos consisten en un dintel sobre el que se apoya la estructura por medio de placas de neopreno zunchado y una palizada a través de la cual cae el terraplén con la consiguiente disminución de los empujes horizontales, que debido a que la cimentación es por pilotes, resultan muy difíciles de absorber.

El estribo sur que recoge la losa ampliada debido a las incorporaciones es mucho más ancho que el norte y en él se apoya no sólo la losa, sino también los voladizos.

La empresa constructora fue CAMINOS Y PUERTOS.







VIADUCTO DE BARRANCO HONDO

Este puente está situado sobre el Barranco Hondo y forma parte de una variante de la CC-820 en el tramo Sanzal-Orotava en Tenerife.

En el proyecto de la variante se fijaba para este tramo una plataforma de dos carriles de 3,75 m de ancho en cada dirección con arcenes a ambos lados de cada calzada de 0,50 m de ancho y una mediana mínima de 2 m. Esto unido a la necesidad de prever dos aceras de 1 m en el viaducto obligaba a una plataforma mínima de 21 m de ancho.

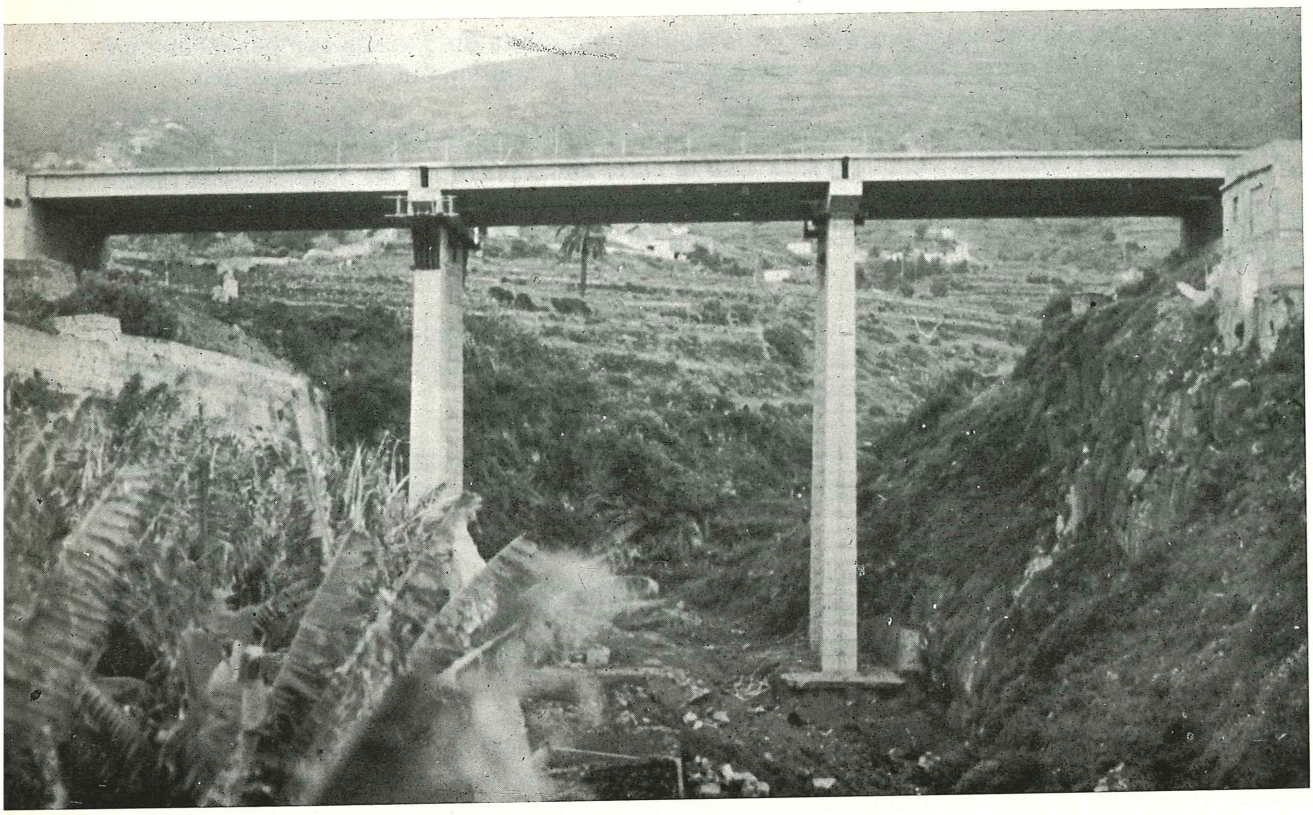
La profundidad del barranco y por lo tanto la consiguiente dificultad para apoyarse en el fondo con una cimbra hacía aconsejable una solución basada en elementos prefabricados que pudieran ser colocados en su posición, independizándose del terreno.

Debido al ancho de la plataforma, ya importante para una solución de este tipo, se pensó en independizar los dos sentidos de circulación con lo que se conseguía que los esfuerzos de sobrecarga en las vigas extremas fueran menores que si se tratara de un tablero único.

Se adoptó por lo tanto una solución formada por dos plataformas de 9,50 m de ancho con dos voladizos de 50 cm pertenecientes a las aceras que se hormigonaban in situ y entre las que se apoyaba la mediana prefabricada. De esta forma se completaba la anchura total de 21 m y se tenían dos tableros independientes, ya que únicamente están relacionados por la mediana, simplemente apoyada entre ellos.

Cada uno de los tableros consta de 3 vanos formados por 7 vigas pretensadas, prefabricadas, de sección doble T y con una longitud de 27,38 m. El canto de estas vigas es de 1,50 m y tienen un ancho de cabeza de 1,34. El pretensado es parabólico y tradicional en este tipo de elementos.

El sistema empleado para la realización del pretensado fue FREYSSINET. Con estas dimensiones se obtenían elementos de unas 40 t de peso que permitieron su colocación en la posición definitiva mediante vigas auxiliares de lanzamiento apoyadas en las pilas.



VIADUCTO DE BARRANCO HONDO

Este puente está situado sobre el Barranco Hondo y forma parte de una variante de la CC-820 en el tramo Sanzal-Orotava en Tenerife.

En el proyecto de la variante se fijaba para este tramo una plataforma de dos carriles de 3,75 m de ancho en cada dirección con arcenes a ambos lados de cada calzada de 0,50 m de ancho y una mediana mínima de 2 m. Esto unido a la necesidad de prever dos aceras de 1 m en el viaducto obligaba a una plataforma mínima de 21 m de ancho.

La profundidad del barranco y por lo tanto la consiguiente dificultad para apoyarse en el fondo con una cimbra hacía aconsejable una solución basada en elementos prefabricados que pudieran ser colocados en su posición, independizándose del terreno.

Debido al ancho de la plataforma, ya importante para una solución de este tipo, se pensó en independizar los dos sentidos de circulación con lo que se conseguía que los esfuerzos de sobrecarga en las vigas extremas fueran menores que si se tratara de un tablero único.

Se adoptó por lo tanto una solución formada por dos plataformas de 9,50 m de ancho con dos voladizos de 50 cm pertenecientes a las aceras que se hormigonaban in situ y entre las que se apoyaba la mediana prefabricada. De esta forma se completaba la anchura total de 21 m y se tenían dos tableros independientes, ya que únicamente están relacionados por la mediana, simplemente apoyada entre ellos.

Cada uno de los tableros consta de 3 vanos formados por 7 vigas pretensadas, prefabricadas, de sección doble T y con una longitud de 27,38 m. El canto de estas vigas es de 1,50 m y tienen un ancho de cabeza de 1,34. El pretensado es parabólico y tradicional en este tipo de elementos.

El sistema empleado para la realización del pretensado fue FREYSSINET. Con estas dimensiones se obtenían elementos de unas 40 t de peso que permitieron su colocación en la posición definitiva mediante vigas auxiliares de lanzamiento apoyadas en las pilas.

La solución que se adoptó en el proyecto fue la de una estructura de 3 vanos compensados con una luz central impuesta por la autopista inferior de 47 m y 2 laterales de 17 m cada uno.

Con objeto de reducir al máximo el canto de la estructura se diseñó el tablero en losa, aligerada en el vano central, y de canto variable entre 1,10 m en la clave y 2,30 en los apoyos sobre pilas.

Los aligeramientos son circulares de 80 cm de ∅ y se realizaron encofrando con tubos muy ligeros que se dejaron perdidos.

El ancho de la losa inferior es de 11 m y se completa la plataforma mediante unos voladizos que resultan de dimensión variable al conservarse el plano de los costeros de la losa con la misma inclinación y variar el canto de la misma.

Estos voladizos aumentan de dimensiones en la zona sur para adaptar la plataforma al ancho variable producido por las incorporaciones allí existentes. La dimensión máxima del voladizo llega a ser en la zona del estribo de 11 m.

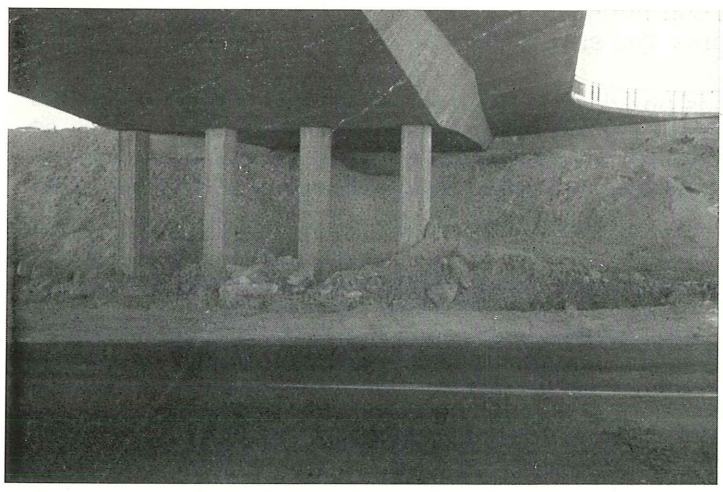
En cada eje de apoyos existen cuatro pilas en forma de H con caras curvas y de unas dimensiones exteriores de 90 × 90 cm. La cimentación de estas pilas se hace por pilotaje como antes se indicó y el encepado es corrido cogiendo los 4 fustes. Se emplearon pilotes de 65 cm de ∅ para 100 t de fuerza vertical cada uno.

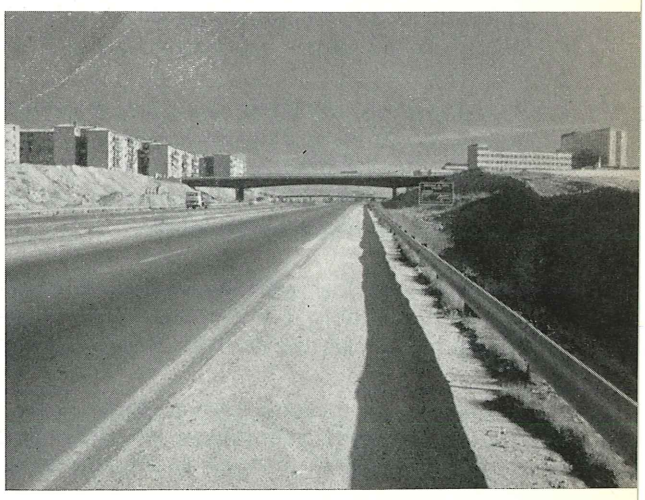
El tablero se pretensa por medio de 44 cables, cada uno de ellos capaces para ser tesados inicialmente a 178 t desde ambos extremos. Este cableado se complementa en la zona sobre pilas mediante 10 nuevos cables de la misma capacidad que se anclan en la losa inferior y que se tensan desde un solo extremo. El sistema que se empleó para la realización del pretensado de este puente fue el FREYSSINET.

Los estribos consisten en un dintel sobre el que se apoya la estructura por medio de placas de neopreno zunchado y una palizada a través de la cual cae el terraplén con la consiguiente disminución de los empujes horizontales, que debido a que la cimentación es por pilotes, resultan muy difíciles de absorber.

El estribo sur que recoge la losa ampliada debido a las incorporaciones es mucho más ancho que el norte y en él se apoya no sólo la losa, sino también los voladizos.

La empresa constructora fue CAMINOS Y PUERTOS.





La solución que se adoptó en el proyecto fue la de una estructura de 3 vanos compensados con una luz central impuesta por la autopista inferior de 47 m y 2 laterales de 17 m cada uno.

Con objeto de reducir al máximo el canto de la estructura se diseñó el tablero en losa, aligerada en el vano central, y de canto variable entre 1,10 m en la clave y 2,30 en los apoyos sobre pilas.

Los aligeramientos son circulares de 80 cm de ∅ y se realizaron encofrando con tubos muy ligeros que se dejaron perdidos.

El ancho de la losa inferior es de 11 m y se completa la plataforma mediante unos voladizos que resultan de dimensión variable al conservarse el plano de los costeros de la losa con la misma inclinación y variar el canto de la misma.

Estos voladizos aumentan de dimensiones en la zona sur para adaptar la plataforma al ancho variable producido por las incorporaciones allí existentes. La dimensión máxima del voladizo llega a ser en la zona del estribo de 11 m.

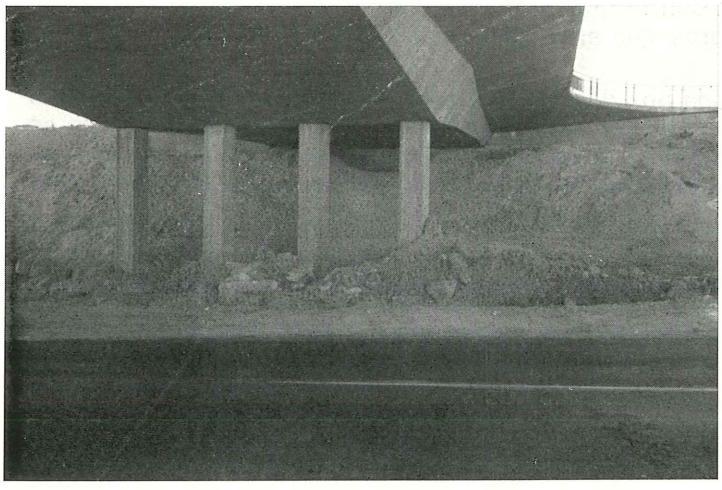
En cada eje de apoyos existen cuatro pilas en forma de H con caras curvas y de unas dimensiones exteriores de 90 × 90 cm. La cimentación de estas pilas se hace por pilotaje como antes se indicó y el encepado es corrido cogiendo los 4 fustes. Se emplearon pilotes de 65 cm de ∅ para 100 t de fuerza vertical cada uno.

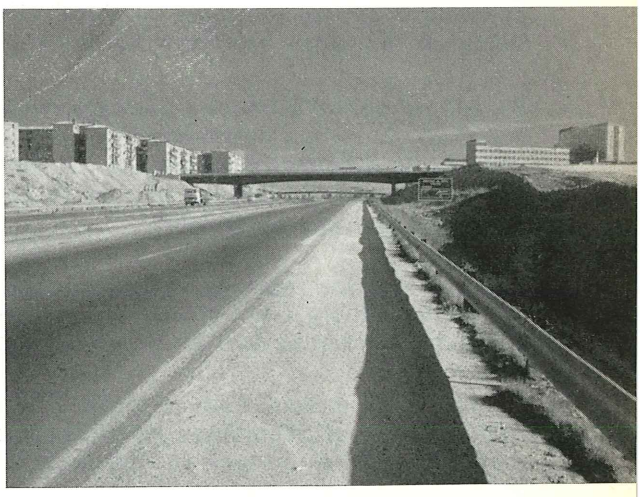
El tablero se pretensa por medio de 44 cables, cada uno de ellos capaces para ser tesados inicialmente a 178 t desde ambos extremos. Este cableado se complementa en la zona sobre pilas mediante 10 nuevos cables de la misma capacidad que se anclan en la losa inferior y que se tensan desde un solo extremo. El sistema que se empleó para la realización del pretensado de este puente fue el FREYSSINET.

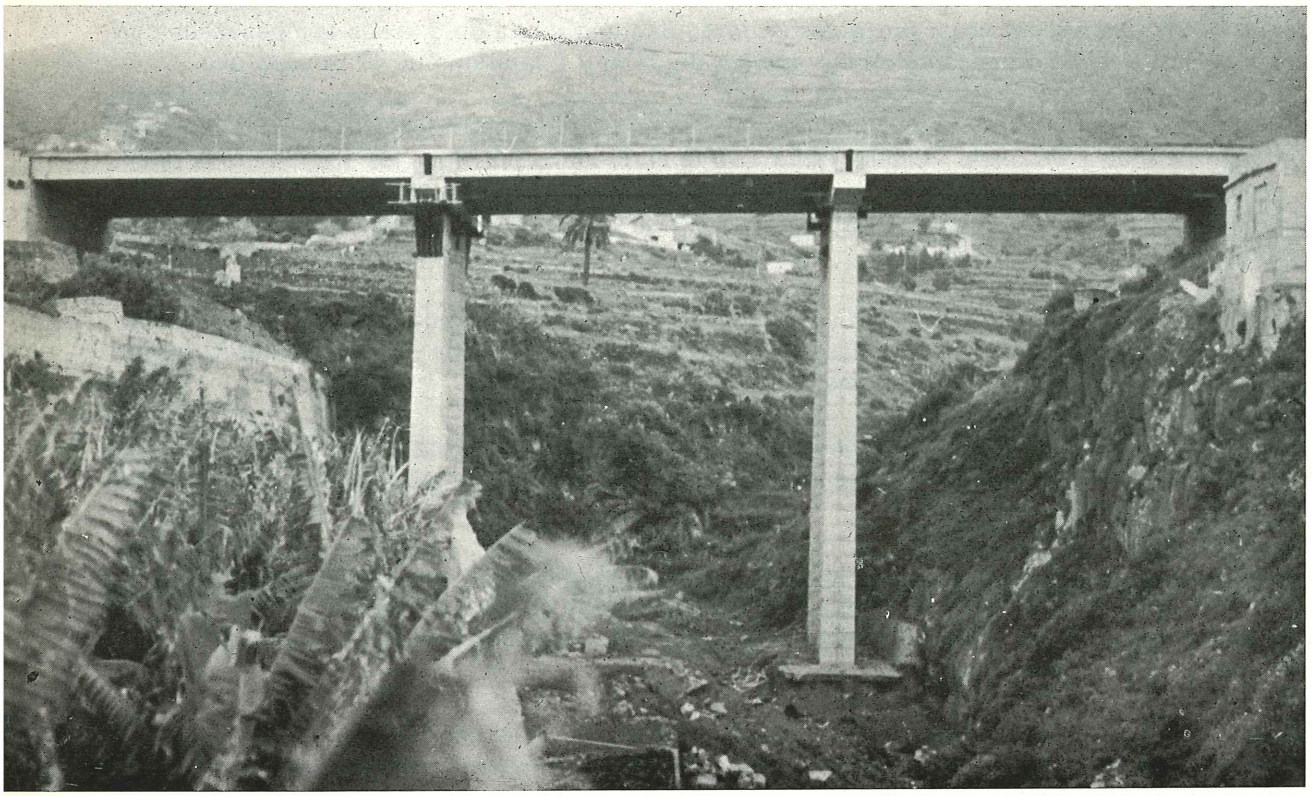
Los estribos consisten en un dintel sobre el que se apoya la estructura por medio de placas de neopreno zunchado y una palizada a través de la cual cae el terraplén con la consiguiente disminución de los empujes horizontales, que debido a que la cimentación es por pilotes, resultan muy difíciles de absorber.

El estribo sur que recoge la losa ampliada debido a las incorporaciones es mucho más ancho que el norte y en él se apoya no sólo la losa, sino también los voladizos.

La empresa constructora fue CAMINOS Y PUERTOS.







VIADUCTO DE BARRANCO HONDO

Este puente está situado sobre el Barranco Hondo y forma parte de una variante de la CC-820 en el tramo Sanzal-Orotava en Tenerife.

En el proyecto de la variante se fijaba para este tramo una plataforma de dos carriles de 3,75 m de ancho en cada dirección con arcenes a ambos lados de cada calzada de 0,50 m de ancho y una mediana mínima de 2 m. Esto unido a la necesidad de prever dos aceras de 1 m en el viaducto obligaba a una plataforma mínima de 21 m de ancho.

La profundidad del barranco y por lo tanto la consiguiente dificultad para apoyarse en el fondo con una cimbra hacía aconsejable una solución basada en elementos prefabricados que pudieran ser colocados en su posición, independizándose del terreno.

Debido al ancho de la plataforma, ya importante para una solución de este tipo, se pensó en independizar los dos sentidos de circulación con lo que se conseguía que los esfuerzos de sobrecarga en las vigas extremas fueran menores que si se tratara de un tablero único.

Se adoptó por lo tanto una solución formada por dos plataformas de 9,50 m de ancho con dos voladizos de 50 cm pertenecientes a las aceras que se hormigonaban in situ y entre las que se apoyaba la mediana prefabricada. De esta forma se completaba la anchura total de 21 m y se tenían dos tableros independientes, ya que únicamente están relacionados por la mediana, simplemente apoyada entre ellos.

Cada uno de los tableros consta de 3 vanos formados por 7 vigas pretensadas, prefabricadas, de sección doble T y con una longitud de 27,38 m. El canto de estas vigas es de 1,50 m y tienen un ancho de cabeza de 1,34. El pretensado es parabólico y tradicional en este tipo de elementos.

El sistema empleado para la realización del pretensado fue FREYSSINET. Con estas dimensiones se obtenían elementos de unas 40 t de peso que permitieron su colocación en la posición definitiva mediante vigas auxiliares de lanzamiento apoyadas en las pilas.

La solución que se adoptó en el proyecto fue la de una estructura de 3 vanos compensados con una luz central impuesta por la autopista inferior de 47 m y 2 laterales de 17 m cada uno.

Con objeto de reducir al máximo el canto de la estructura se diseñó el tablero en losa, aligerada en el vano central, y de canto variable entre 1,10 m en la clave y 2,30 en los apoyos sobre pilas.

Los aligeramientos son circulares de 80 cm de ∅ y se realizaron encofrando con tubos muy ligeros que se dejaron perdidos.

El ancho de la losa inferior es de 11 m y se completa la plataforma mediante unos voladizos que resultan de dimensión variable al conservarse el plano de los costeros de la losa con la misma inclinación y variar el canto de la misma.

Estos voladizos aumentan de dimensiones en la zona sur para adaptar la plataforma al ancho variable producido por las incorporaciones allí existentes. La dimensión máxima del voladizo llega a ser en la zona del estribo de 11 m.

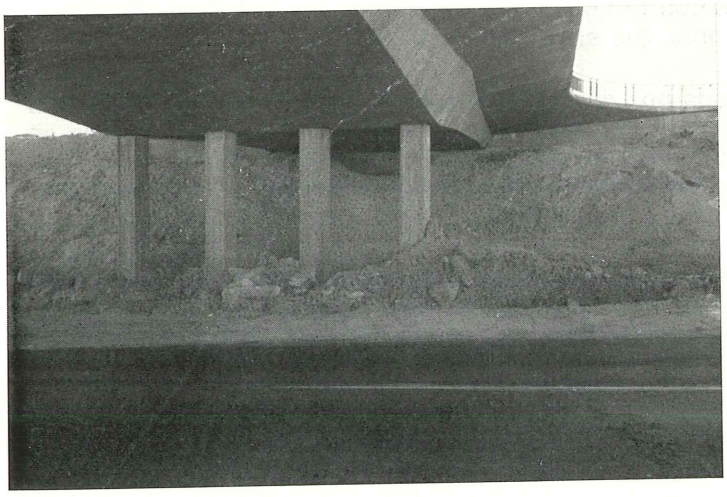
En cada eje de apoyos existen cuatro pilas en forma de H con caras curvas y de unas dimensiones exteriores de 90 × 90 cm. La cimentación de estas pilas se hace por pilotaje como antes se indicó y el encepado es corrido cogiendo los 4 fustes. Se emplearon pilotes de 65 cm de ∅ para 100 t de fuerza vertical cada uno.

El tablero se pretensa por medio de 44 cables, cada uno de ellos capaces para ser tesados inicialmente a 178 t desde ambos extremos. Este cableado se complementa en la zona sobre pilas mediante 10 nuevos cables de la misma capacidad que se anclan en la losa inferior y que se tensan desde un solo extremo. El sistema que se empleó para la realización del pretensado de este puente fue el FREYSSINET.

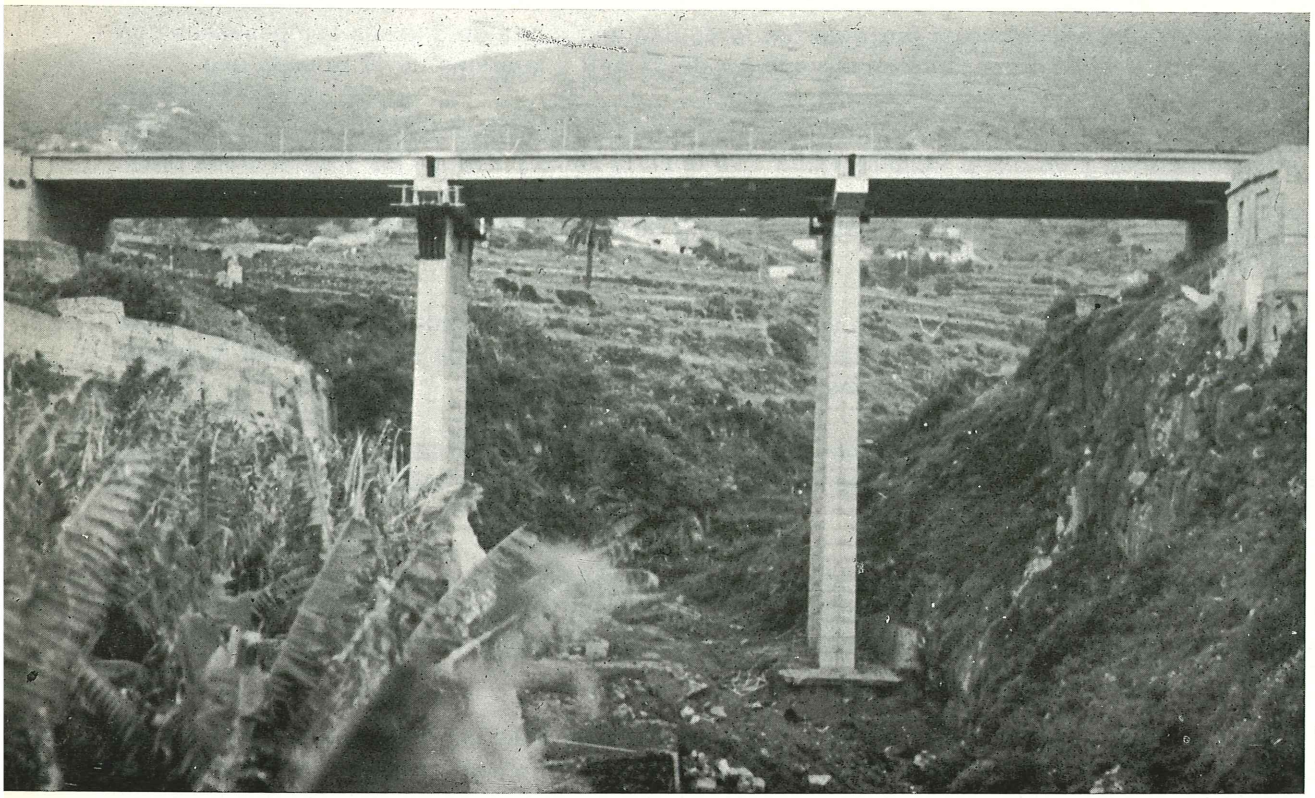
Los estribos consisten en un dintel sobre el que se apoya la estructura por medio de placas de neopreno zunchado y una palizada a través de la cual cae el terraplén con la consiguiente disminución de los empujes horizontales, que debido a que la cimentación es por pilotes, resultan muy difíciles de absorber.

El estribo sur que recoge la losa ampliada debido a las incorporaciones es mucho más ancho que el norte y en él se apoya no sólo la losa, sino también los voladizos.

La empresa constructora fue CAMINOS Y PUERTOS.







VIADUCTO DE BARRANCO HONDO

Este puente está situado sobre el Barranco Hondo y forma parte de una variante de la CC-820 en el tramo Sanzal-Orotava en Tenerife.

En el proyecto de la variante se fijaba para este tramo una plataforma de dos carriles de 3,75 m de ancho en cada dirección con arcenes a ambos lados de cada calzada de 0,50 m de ancho y una mediana mínima de 2 m. Esto unido a la necesidad de prever dos aceras de 1 m en el viaducto obligaba a una plataforma mínima de 21 m de ancho.

La profundidad del barranco y por lo tanto la consiguiente dificultad para apoyarse en el fondo con una cimbra hacía aconsejable una solución basada en elementos prefabricados que pudieran ser colocados en su posición, independizándose del terreno.

Debido al ancho de la plataforma, ya importante para una solución de este tipo, se pensó en independizar los dos sentidos de circulación con lo que se conseguía que los esfuerzos de sobrecarga en las vigas extremas fueran menores que si se tratara de un tablero único.

Se adoptó por lo tanto una solución formada por dos plataformas de 9,50 m de ancho con dos voladizos de 50 cm pertenecientes a las aceras que se hormigonaban in situ y entre las que se apoyaba la mediana prefabricada. De esta forma se completaba la anchura total de 21 m y se tenían dos tableros independientes, ya que únicamente están relacionados por la mediana, simplemente apoyada entre ellos.

Cada uno de los tableros consta de 3 vanos formados por 7 vigas pretensadas, prefabricadas, de sección doble T y con una longitud de 27,38 m. El canto de estas vigas es de 1,50 m y tienen un ancho de cabeza de 1,34. El pretensado es parabólico y tradicional en este tipo de elementos.

El sistema empleado para la realización del pretensado fue FREYSSINET. Con estas dimensiones se obtenían elementos de unas 40 t de peso que permitieron su colocación en la posición definitiva mediante vigas auxiliares de lanzamiento apoyadas en las pilas.

La solución que se adoptó en el proyecto fue la de una estructura de 3 vanos compensados con una luz central impuesta por la autopista inferior de 47 m y 2 laterales de 17 m cada uno.

Con objeto de reducir al máximo el canto de la estructura se diseñó el tablero en losa, aligerada en el vano central, y de canto variable entre 1,10 m en la clave y 2,30 en los apoyos sobre pilas.

Los aligeramientos son circulares de 80 cm de ∅ y se realizaron encofrando con tubos muy ligeros que se dejaron perdidos.

El ancho de la losa inferior es de 11 m y se completa la plataforma mediante unos voladizos que resultan de dimensión variable al conservarse el plano de los costeros de la losa con la misma inclinación y variar el canto de la misma.

Estos voladizos aumentan de dimensiones en la zona sur para adaptar la plataforma al ancho variable producido por las incorporaciones allí existentes. La dimensión máxima del voladizo llega a ser en la zona del estribo de 11 m.

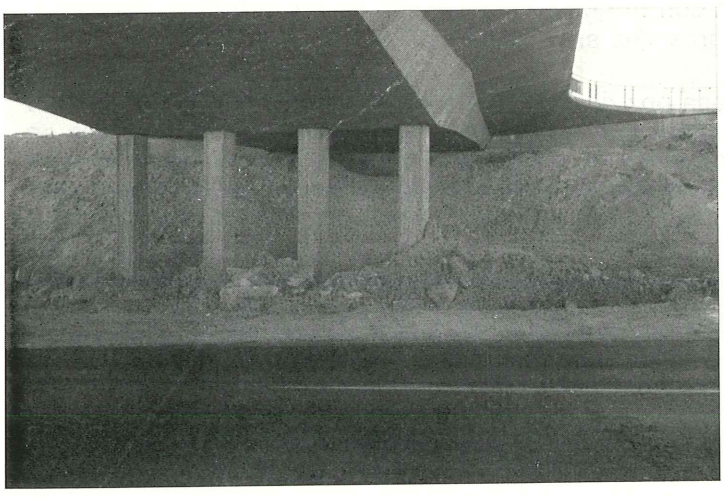
En cada eje de apoyos existen cuatro pilas en forma de H con caras curvas y de unas dimensiones exteriores de 90 × 90 cm. La cimentación de estas pilas se hace por pilotaje como antes se indicó y el encepado es corrido cogiendo los 4 fustes. Se emplearon pilotes de 65 cm de ∅ para 100 t de fuerza vertical cada uno.

El tablero se pretensa por medio de 44 cables, cada uno de ellos capaces para ser tesados inicialmente a 178 t desde ambos extremos. Este cableado se complementa en la zona sobre pilas mediante 10 nuevos cables de la misma capacidad que se anclan en la losa inferior y que se tensan desde un solo extremo. El sistema que se empleó para la realización del pretensado de este puente fue el FREYSSINET.

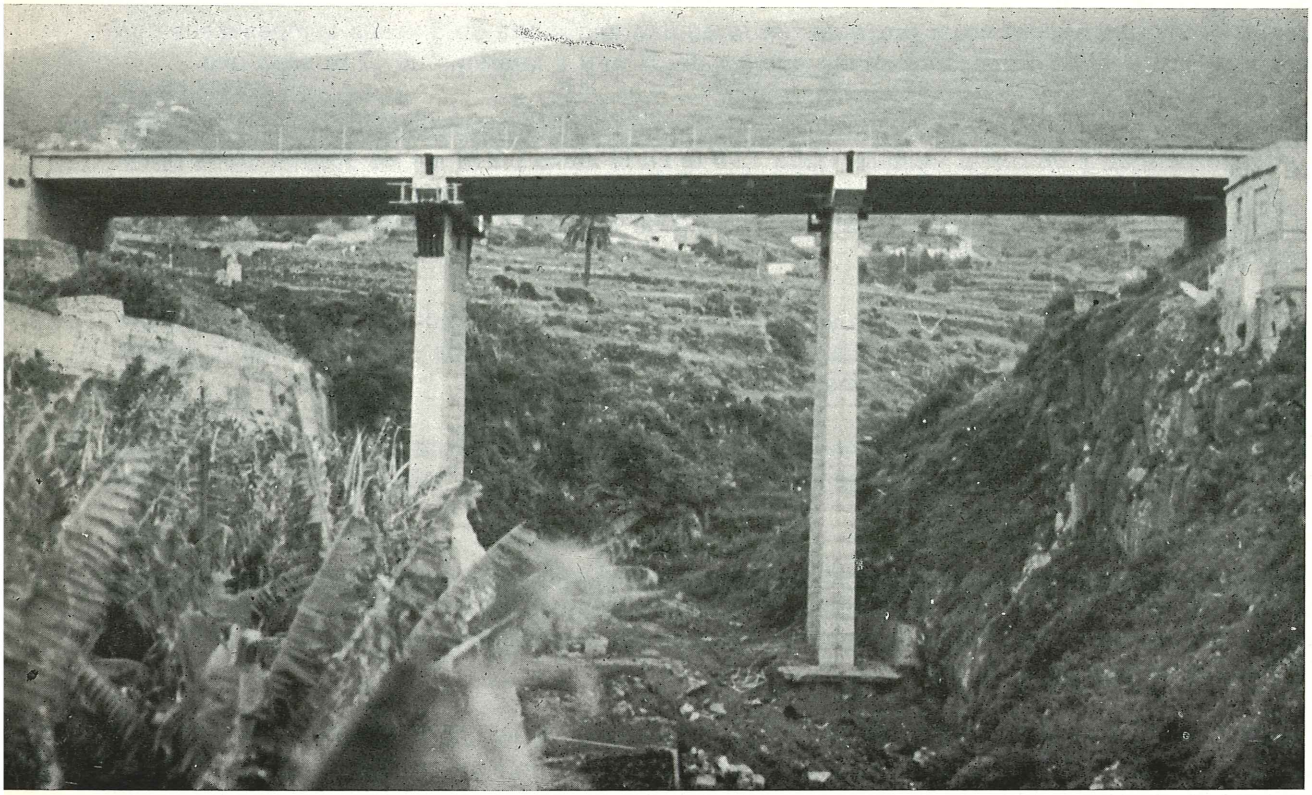
Los estribos consisten en un dintel sobre el que se apoya la estructura por medio de placas de neopreno zunchado y una palizada a través de la cual cae el terraplén con la consiguiente disminución de los empujes horizontales, que debido a que la cimentación es por pilotes, resultan muy difíciles de absorber.

El estribo sur que recoge la losa ampliada debido a las incorporaciones es mucho más ancho que el norte y en él se apoya no sólo la losa, sino también los voladizos.

La empresa constructora fue CAMINOS Y PUERTOS.







VIADUCTO DE BARRANCO HONDO

Este puente está situado sobre el Barranco Hondo y forma parte de una variante de la CC-820 en el tramo Sanzal-Orotava en Tenerife.

En el proyecto de la variante se fijaba para este tramo una plataforma de dos carriles de 3,75 m de ancho en cada dirección con arcenes a ambos lados de cada calzada de 0,50 m de ancho y una mediana mínima de 2 m. Esto unido a la necesidad de prever dos aceras de 1 m en el viaducto obligaba a una plataforma mínima de 21 m de ancho.

La profundidad del barranco y por lo tanto la consiguiente dificultad para apoyarse en el fondo con una cimbra hacía aconsejable una solución basada en elementos prefabricados que pudieran ser colocados en su posición, independizándose del terreno.

Debido al ancho de la plataforma, ya importante para una solución de este tipo, se pensó en independizar los dos sentidos de circulación con lo que se conseguía que los esfuerzos de sobrecarga en las vigas extremas fueran menores que si se tratara de un tablero único.

Se adoptó por lo tanto una solución formada por dos plataformas de 9,50 m de ancho con dos voladizos de 50 cm pertenecientes a las aceras que se hormigonaban in situ y entre las que se apoyaba la mediana prefabricada. De esta forma se completaba la anchura total de 21 m y se tenían dos tableros independientes, ya que únicamente están relacionados por la mediana, simplemente apoyada entre ellos.

Cada uno de los tableros consta de 3 vanos formados por 7 vigas pretensadas, prefabricadas, de sección doble T y con una longitud de 27,38 m. El canto de estas vigas es de 1,50 m y tienen un ancho de cabeza de 1,34. El pretensado es parabólico y tradicional en este tipo de elementos.

El sistema empleado para la realización del pretensado fue FREYSSINET. Con estas dimensiones se obtenían elementos de unas 40 t de peso que permitieron su colocación en la posición definitiva mediante vigas auxiliares de lanzamiento apoyadas en las pilas.

Para la unión de estos elementos se dispusieron traviesas sobre los apoyos constituidas por salientes en las caras laterales de las vigas que se unieron mediante un pretensado recto, transversal al jefe del puente, y que aseguraba el monolitismo de la sección en estas zonas.

El forjado del puente lo forman las alas superiores de las vigas, colocadas a tope, y sobre las que se hormigonó una capa de compresión de 15 cm de espesor medio, que da rigidez al conjunto y a la que se le da la pendiente necesaria para configurar el peralte evitándose de este modo el hormigón de bombeo que aumenta innecesariamente la carga permanente a soportar por la estructura. El empleo de capas de compresión de este tipo para unir transversalmente las vigas resulta más económico que el pretensado transversal si el tablero no es excesivamente ancho, el forjado del puente no lleva más juntas que las de los estribos.

Como la planta del puente se halla en curva y por su ubicación puede estar sometido a fuertes empujes horizontales ya que se trata de una zona con grado sísmico VII parecía desaconsejable una pila tradicional de fuste único con dintel volado. Teniendo en cuenta además la altura de las pilas, del orden de 35 m se proyectó una solución de pilas en π con 2 fustes de canto variable entre 2,40 y 1,50 m y con ancho de 4 m, de sección en cajón rectangular con aligeramientos interiores de sección constante con lo que se obtiene un incremento del espesor de los tabiques hacia la zona inferior muy adecuado funcionalmente a las leyes de esfuerzos existentes en los fustes.

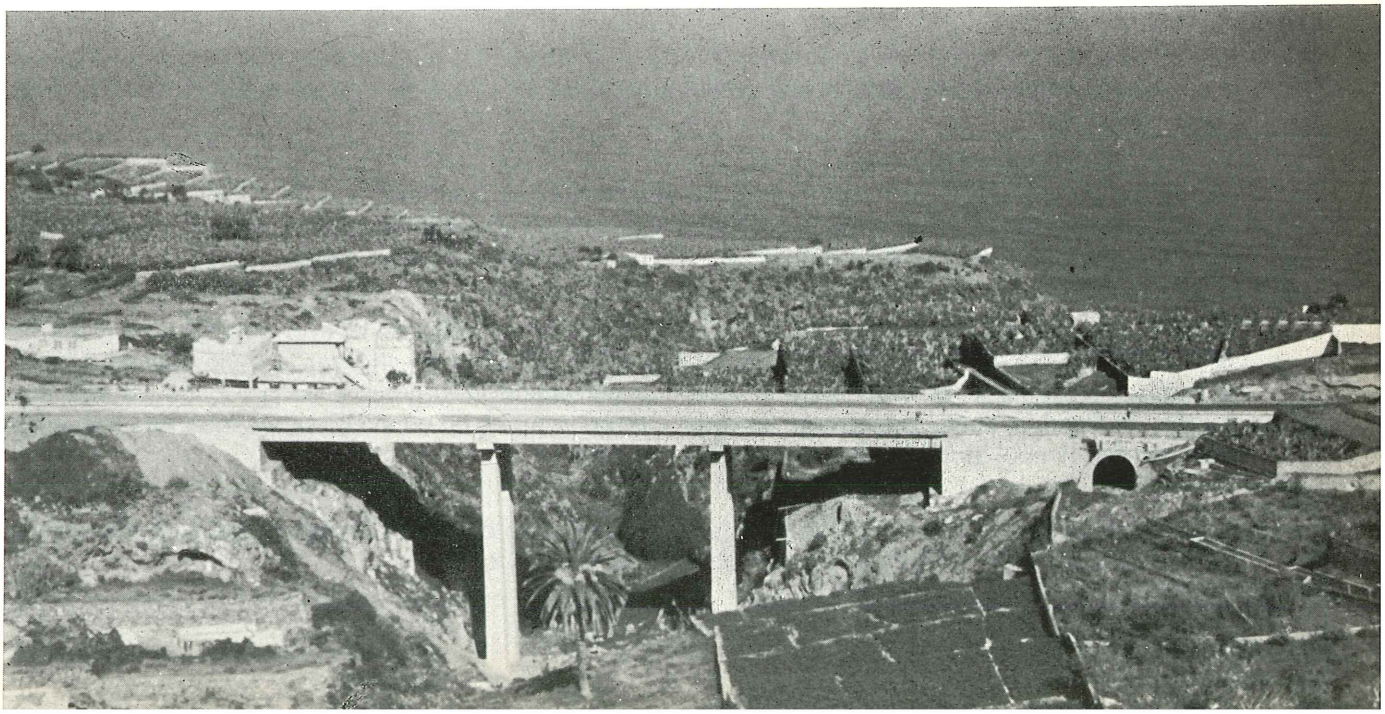
Los dinteles sobre los que apoyan las vigas son iguales en ambas pilas con sección rectangular de canto medio 1,50 m y anchura variable para ajustarse a la curva que forma la calzada en planta.

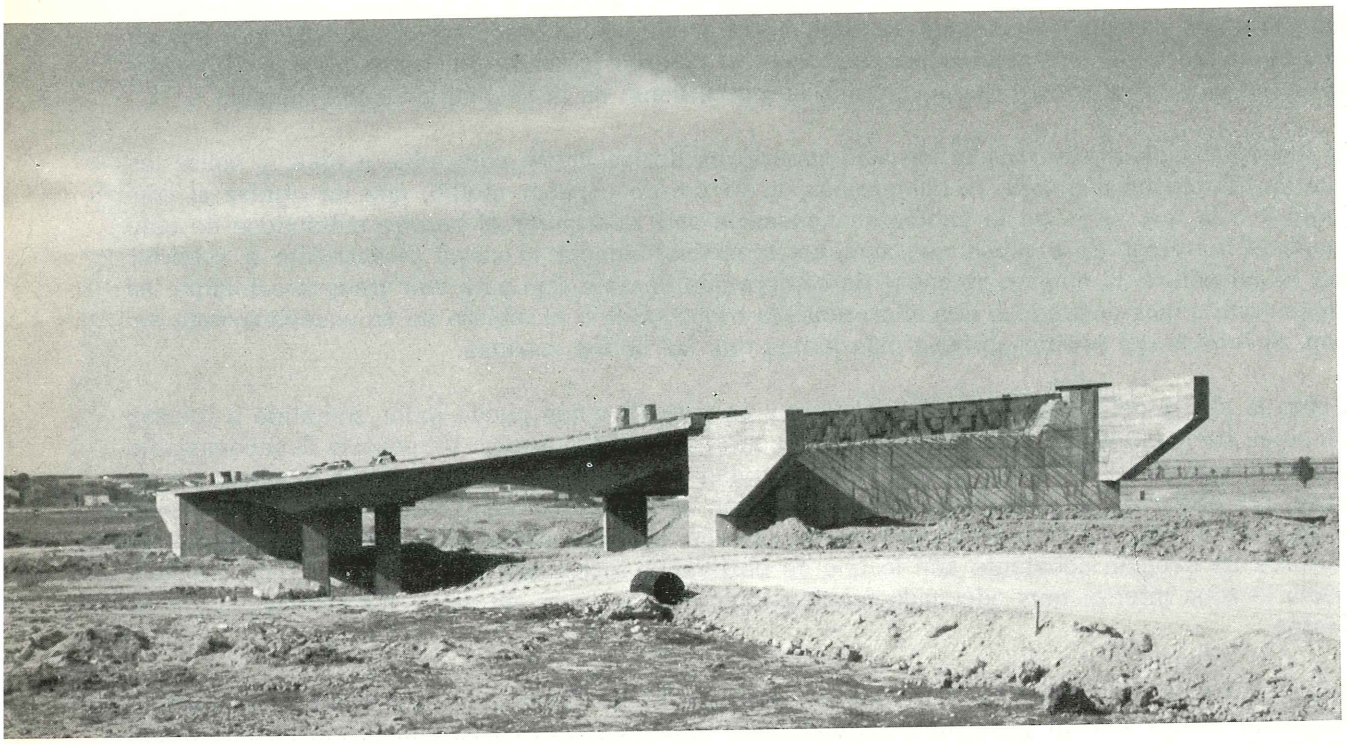
Sobre estos dinteles se apoyaron durante la fase de construcción las vigas auxiliares que permitieron el lanzamiento y colocación en su posición definitiva de los elementos prefabricados resistentes.

Los estribos son de tipo convencional con planta en U y muros de sección variable entre 1,10 y 2,10 m de cantos con unos 7 m de altura. El estribo sur va atravesado por un pequeño túnel que permite el paso bajo la carretera.

Tanto en las pilas como en los estribos la cimentación es directa por zapatas. En el caso de las pilas la zapata es única para los 2 fustes y en los estribos tiene forma de U siguiendo los muros.

La empresa constructora fue CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A.





ESTRUCTURAS DE LA AUTOPISTA VILLALBA-VILLACASTIN

Vamos a describir por último 2 estructuras de características muy similares situadas sobre la autopista Villalba-Villacastín-Adanero en los puntos km 61,7 y 62,3 que permiten el paso sobre la citada autopista en nudos de enlace y cambio de sentido.

La plataforma está formada por 2 carriles de 3,50 m de ancho más 2 aceras de 80 cm dando un ancho total de calzada de 8,60 m.

El esviaje en ambos casos es muy similar y del orden de los 76°.

Para conseguir una uniformidad de criterio con el resto de las estructuras ya existentes sobre la mencionada autopista se adoptó una solución de losa continua de 3 tramos compensados y de canto variable.

La luz central es de 36 m y los tramos de compensación laterales son de 13. El canto máximo se produce sobre las pilas y es de 1,80 m disminuyendo parabólicamente hacia el centro y los estribos alcanzándose el canto mínimo de 75 cm en la clave del vano central.

Debido a la pequeña luz de los vanos de compensación en relación con el central y para disminuir al máximo el tirón en los estribos se adopta la solución de aligerar el vano central y dejar macizos los laterales. El vano central lleva 6 aligeramientos circulares de un ∅ de 50 cm, que fueron realizados como encofrado perdido con unos tubos de chapa metálica muy fina nervados para evitar el abollamiento durante la construcción.

La sección en losa tiene un ancho inferior de 4,50 m y se completa la plataforma de 8,60 mediante dos voladizos de 1,75 de canto variable entre 15 y 30 cm.

Para la unión de estos elementos se dispusieron traviesas sobre los apoyos constituidas por salientes en las caras laterales de las vigas que se unieron mediante un pretensado recto, transversal al jefe del puente, y que aseguraba el monolitismo de la sección en estas zonas.

El forjado del puente lo forman las alas superiores de las vigas, colocadas a tope, y sobre las que se hormigonó una capa de compresión de 15 cm de espesor medio, que da rigidez al conjunto y a la que se le da la pendiente necesaria para configurar el peralte evitándose de este modo el hormigón de bombeo que aumenta innecesariamente la carga permanente a soportar por la estructura. El empleo de capas de compresión de este tipo para unir transversalmente las vigas resulta más económico que el pretensado transversal si el tablero no es excesivamente ancho, el forjado del puente no lleva más juntas que las de los estribos.

Como la planta del puente se halla en curva y por su ubicación puede estar sometido a fuertes empujes horizontales ya que se trata de una zona con grado sísmico VII parecía desaconsejable una pila tradicional de fuste único con dintel volado. Teniendo en cuenta además la altura de las pilas, del orden de 35 m se proyectó una solución de pilas en π con 2 fustes de canto variable entre 2,40 y 1,50 m y con ancho de 4 m, de sección en cajón rectangular con aligeramientos interiores de sección constante con lo que se obtiene un incremento del espesor de los tabiques hacia la zona inferior muy adecuado funcionalmente a las leyes de esfuerzos existentes en los fustes.

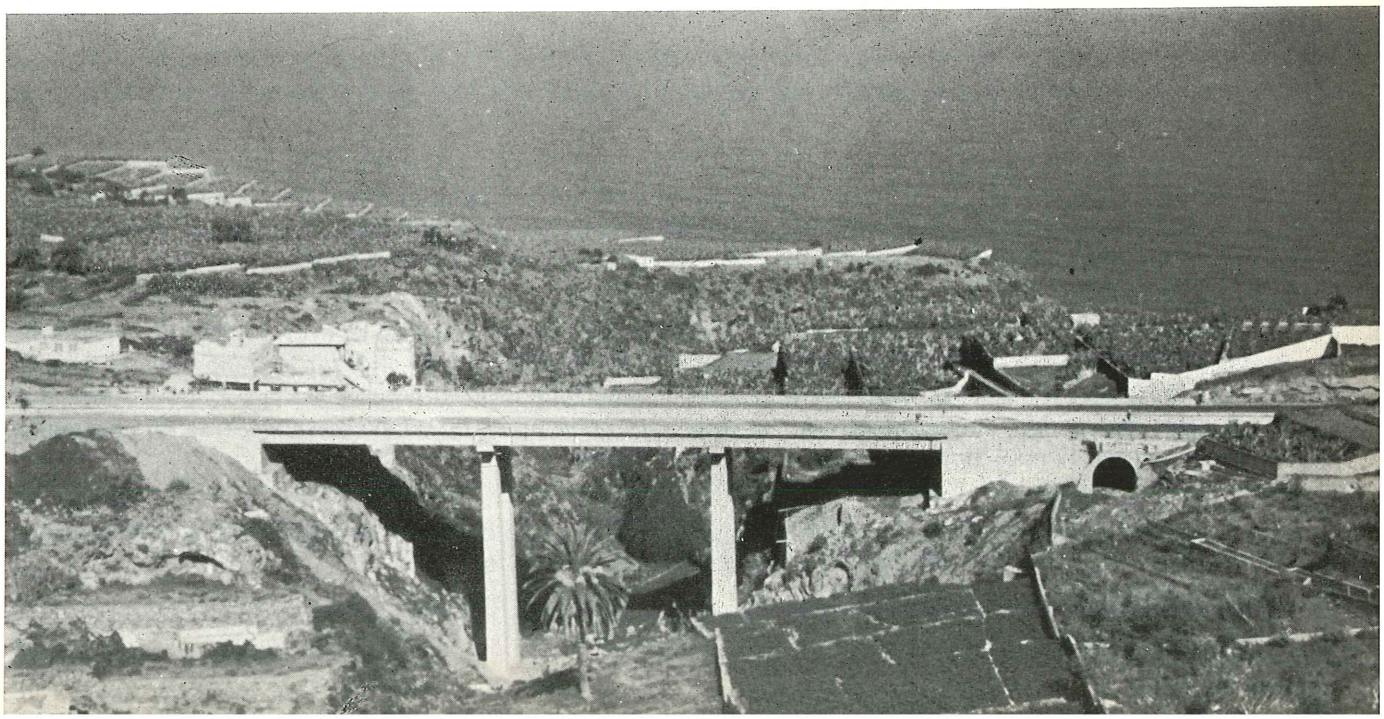
Los dinteles sobre los que apoyan las vigas son iguales en ambas pilas con sección rectangular de canto medio 1,50 m y anchura variable para ajustarse a la curva que forma la calzada en planta.

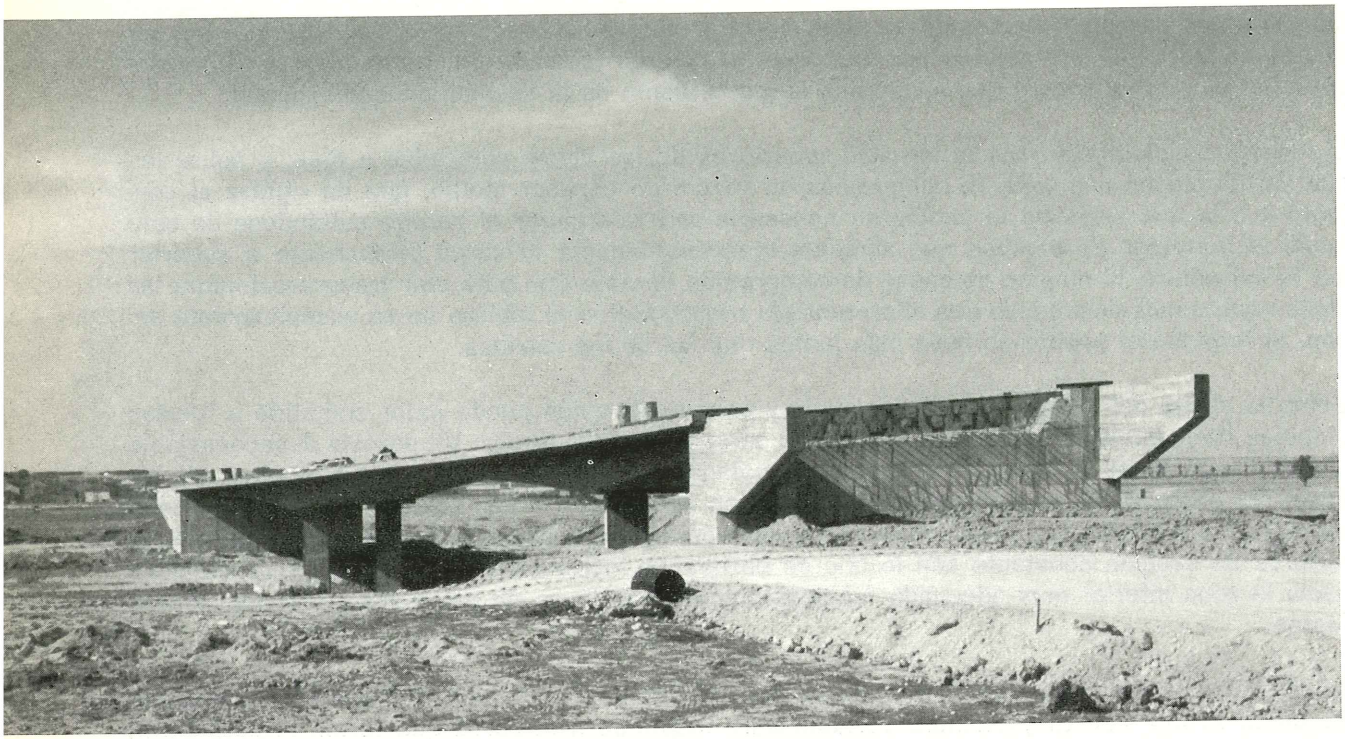
Sobre estos dinteles se apoyaron durante la fase de construcción las vigas auxiliares que permitieron el lanzamiento y colocación en su posición definitiva de los elementos prefabricados resistentes.

Los estribos son de tipo convencional con planta en U y muros de sección variable entre 1,10 y 2,10 m de cantos con unos 7 m de altura. El estribo sur va atravesado por un pequeño túnel que permite el paso bajo la carretera.

Tanto en las pilas como en los estribos la cimentación es directa por zapatas. En el caso de las pilas la zapata es única para los 2 fustes y en los estribos tiene forma de U siguiendo los muros.

La empresa constructora fue CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A.





ESTRUCTURAS DE LA AUTOPISTA VILLALBA-VILLACASTIN

Vamos a describir por último 2 estructuras de características muy similares situadas sobre la autopista Villalba-Villacastín-Adanero en los puntos km 61,7 y 62,3 que permiten el paso sobre la citada autopista en nudos de enlace y cambio de sentido.

La plataforma está formada por 2 carriles de 3,50 m de ancho más 2 aceras de 80 cm dando un ancho total de calzada de 8,60 m.

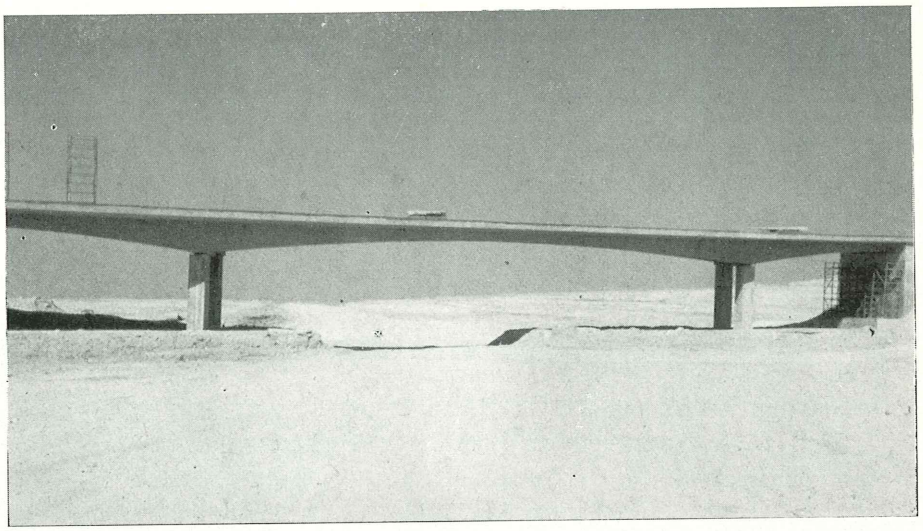
El esviaje en ambos casos es muy similar y del orden de los 76°.

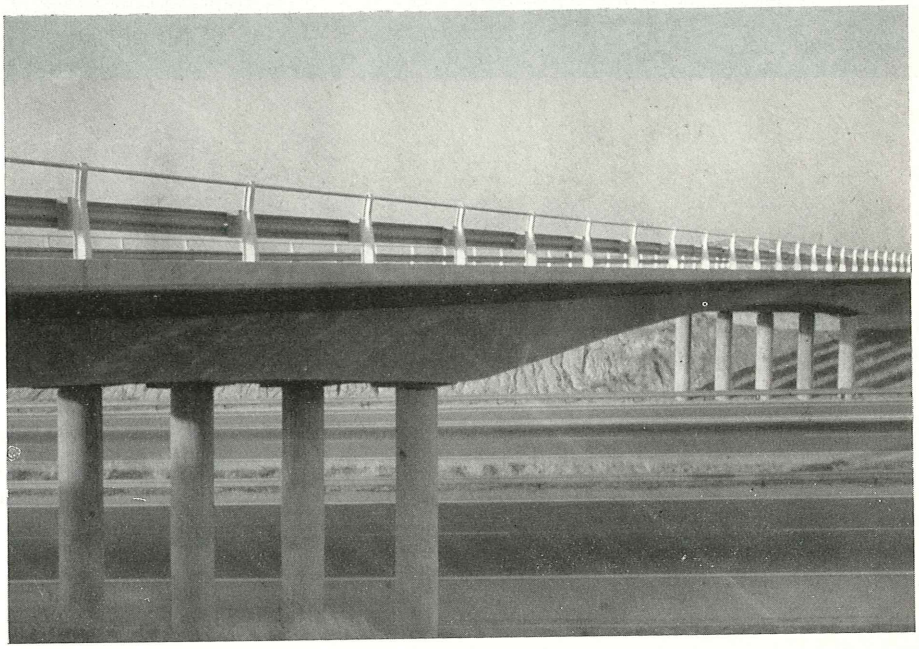
Para conseguir una uniformidad de criterio con el resto de las estructuras ya existentes sobre la mencionada autopista se adoptó una solución de losa continua de 3 tramos compensados y de canto variable.

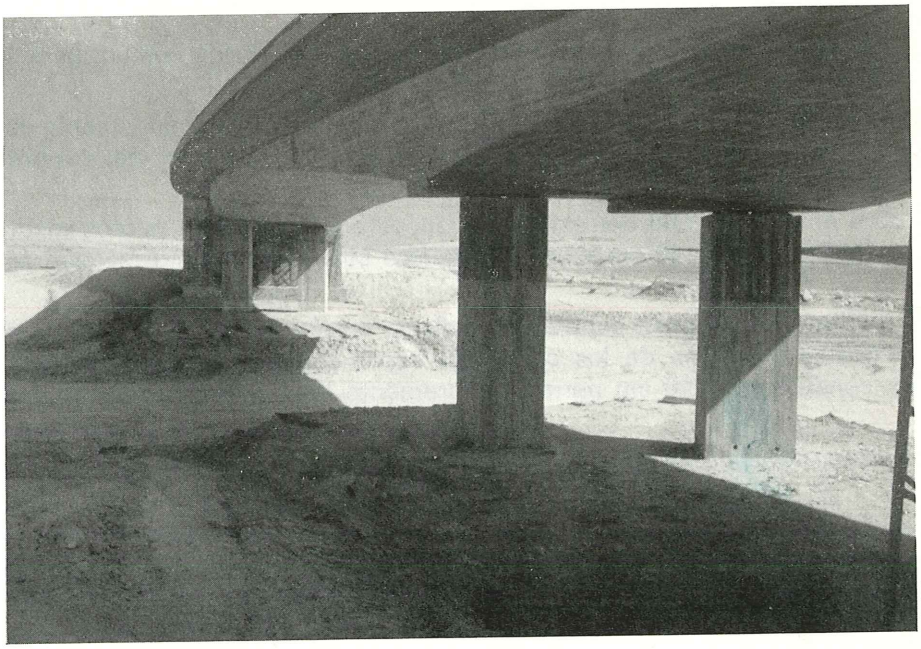
La luz central es de 36 m y los tramos de compensación laterales son de 13. El canto máximo se produce sobre las pilas y es de 1,80 m disminuyendo parabólicamente hacia el centro y los estribos alcanzándose el canto mínimo de 75 cm en la clave del vano central.

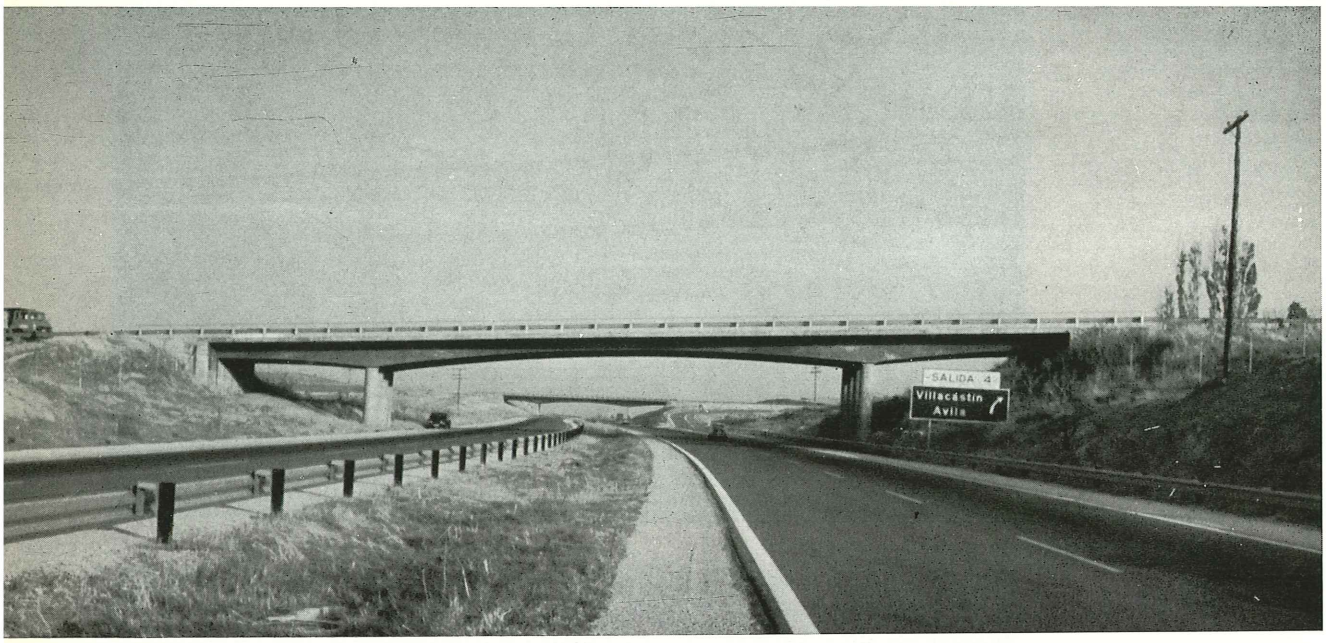
Debido a la pequeña luz de los vanos de compensación en relación con el central y para disminuir al máximo el tirón en los estribos se adopta la solución de aligerar el vano central y dejar macizos los laterales. El vano central lleva 6 aligeramientos circulares de un ∅ de 50 cm, que fueron realizados como encofrado perdido con unos tubos de chapa metálica muy fina nervados para evitar el abollamiento durante la construcción.

La sección en losa tiene un ancho inferior de 4,50 m y se completa la plataforma de 8,60 mediante dos voladizos de 1,75 de canto variable entre 15 y 30 cm.









Para evitar el incremento en carga permanente que supondría el hormigón de bombeo el propio tablero lleva la inclinación necesaria para formar el peralte.

La estructura se halla pretensada longitudinalmente mediante 23 cables cada uno de los cuales se tesa inicialmente a 141 t y desde ambos extremos para evitar pérdidas excesivas por rozamiento. El trazado de los cables es parabólico y su configuración es la tradicional en este tipo de estructuras. El sistema de pretensado empleado fue BARREDO.

El tablero se apoya mediante 2 pilas independientes en cada eje de sección rectangular y en la zona de apoyos, debido a la inclinación del tablero, se hormigonan unas cuñas para conseguir una superficie de apoyo horizontal.

La cimentación es directa y mediante una zapata corrida común, para las 2 pilas.

Los estribos son de tipo tradicional con muros de contención y planta en U. El canto es constante de 1,30 m, ya que la altura de estos estribos es muy moderada, del orden de los 4,50 m.

Sobre el muro frontal del estribo se apoya el tablero en 4 puntos mediante placas de neopreno zunchado de 30 $\times$ 40 cm y con un agujero circular que las atraviesa, de 10 cm de $\varnothing$.

El tablero se pretensa contra el estribo a través de estos agujeros mediante 4 cables rectos verticales cada uno de los cuales es capaz para 106 t y que debido a la holgura que les dejan los conductos de 10 cm permiten libremente los movimientos horizontales de la estructura.

La empresa constructora fue TECNICA Y OBRAS y la sociedad propietaria es IBERPISTAS, S. A.

Estas 2 estructuras como ya se dijo anteriormente se han proyectado siguiendo un criterio de uniformidad con otras ya existentes en el tramo actualmente en servicio, construidas los años 71 y 72 por la empresa AGROMAN de tipología estructural idéntica a la de los ya comentados y cuya única diferencia con las anteriores son las pilas que en este caso son cilíndricas.

Algunas realizaciones

M. MONEO
Dr. Ingeniero de Caminos

DEPOSITO ELEVADO DE SAGUNTO

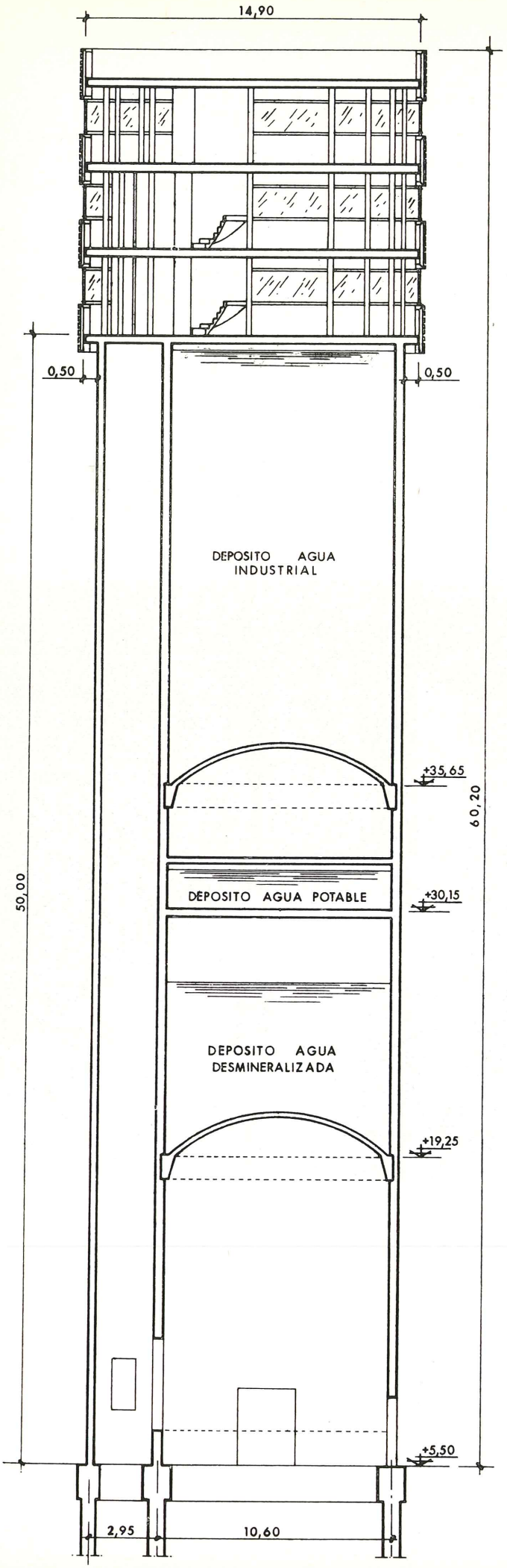
Este Depósito Elevado forma parte de las obras realizadas en la 1.ª Fase de la IV Planta Siderúrgica que Altos Hornos del Mediterráneo construye en Sagunto.

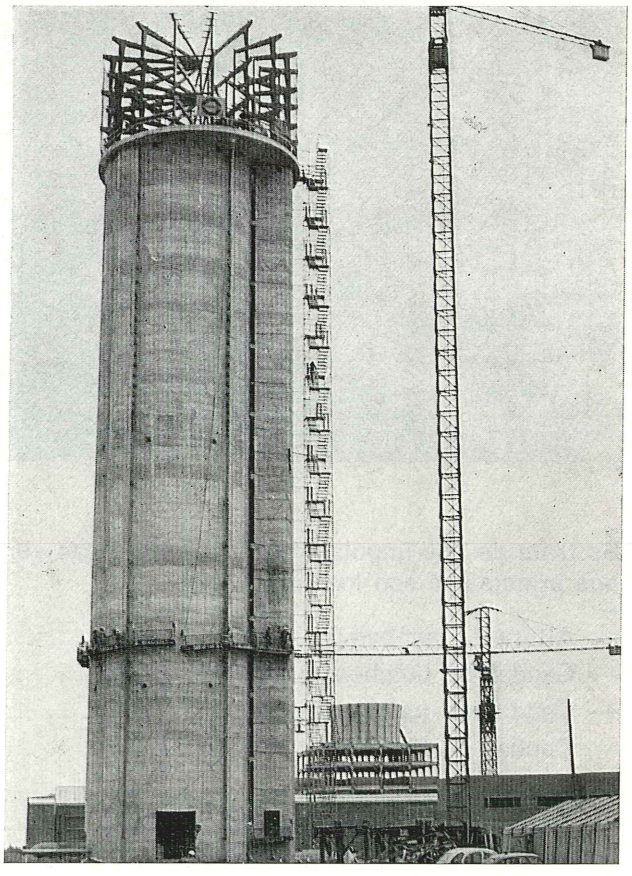
Consta de tres depósitos ubicados en el interior de una lámina cilíndrica.

El 1.º para agua desmineralizada situado a la cota 19,25 de 600 m^3 de capacidad.

El 2.º para agua potable a la cota + 30,15 de 145 m^3 de capacidad.

El 3.º para agua de refrigeración a la cota 35,65 de 1.250 m^3 de capacidad.





En coronación del depósito se han construido dos entreplantas técnicas y una planta noble que será utilizada como recepción, sala de consejos, etc.

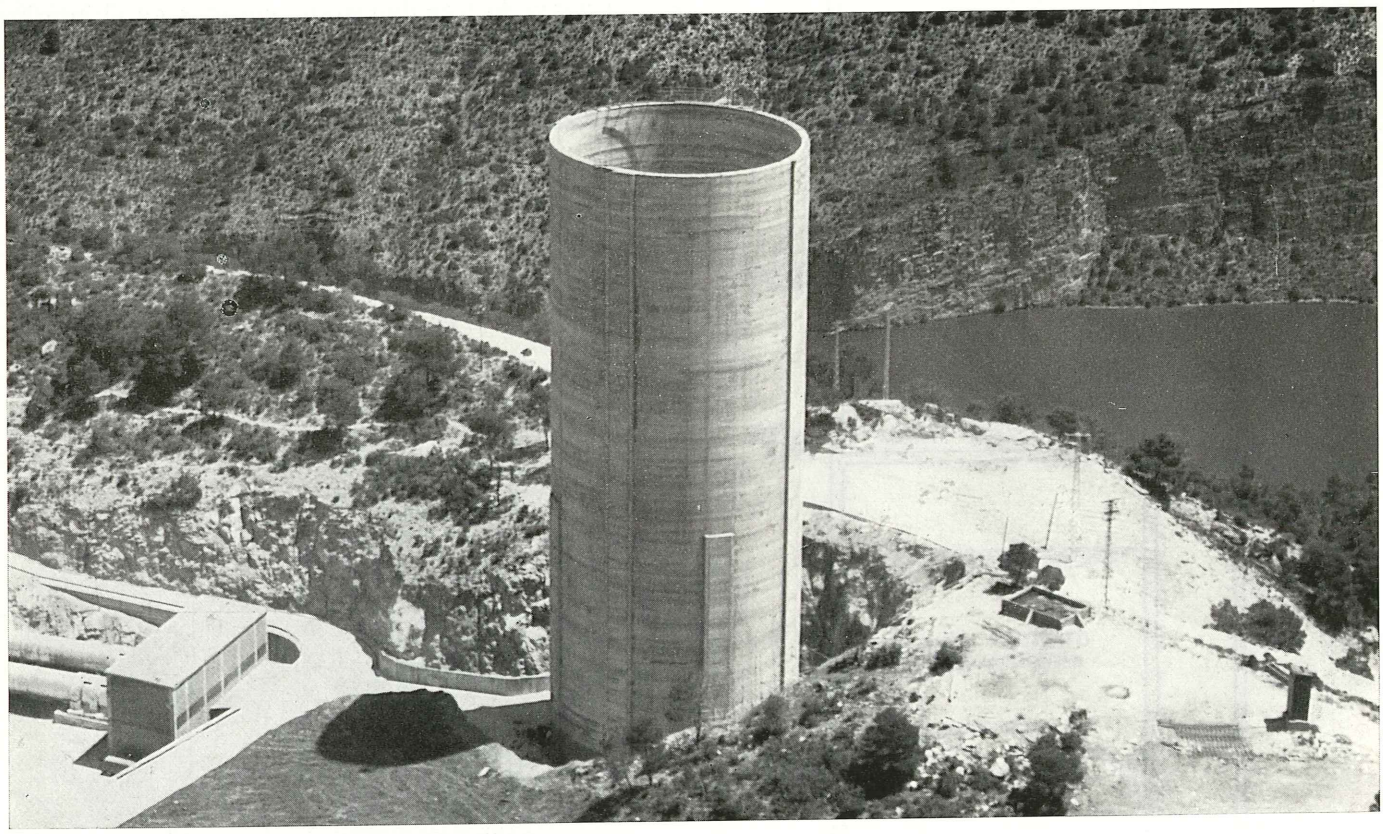
El acceso está asegurado por un ascensor lateral, lo que motivó adosar al cilindro del depósito un cuerpo auxiliar independiente que se utiliza también para alojar las tuberías de alimentación e impulsión, que son verdaderamente importantes.

Como estructura resistente, el depósito es un cilindro en el que la carga de agua es resistida por el pretensado, y los fondos de depósito son cúpulas esféricas de hormigón armado, que transmiten el empuje horizontal al cilindro y es resistido igualmente por cables horizontales suplementarios.

Proyecto y realización, OBRASCON, S. A.

CHIMENEA DE EQUILIBRIO DE ALTOMIRA

La Chimenea de Equilibrio de Altomira se encuentra situada entre la Presa de Bolarque y el pequeño embalse de la Bujeda, formando parte de la Elevación de Altomira, origen del TRASVASE TAJO-SEGURA.



Se trata de una impulsión de características verdaderamente excepcionales, cuyos datos técnicos principales son los siguientes:

— Altura de bombeo	270	m
— Caudal de bombeo	66	m^3/sg
— Caudal de turbinación	99	m^3/sg
— Caudal de trasvase	33	m^3/sg
— Conducción forzada	14	km
— Sección conducción forzada ∅ int.	5,35	m
— Tuberías de impulsión ∅ int.	3	m (2 ud.)

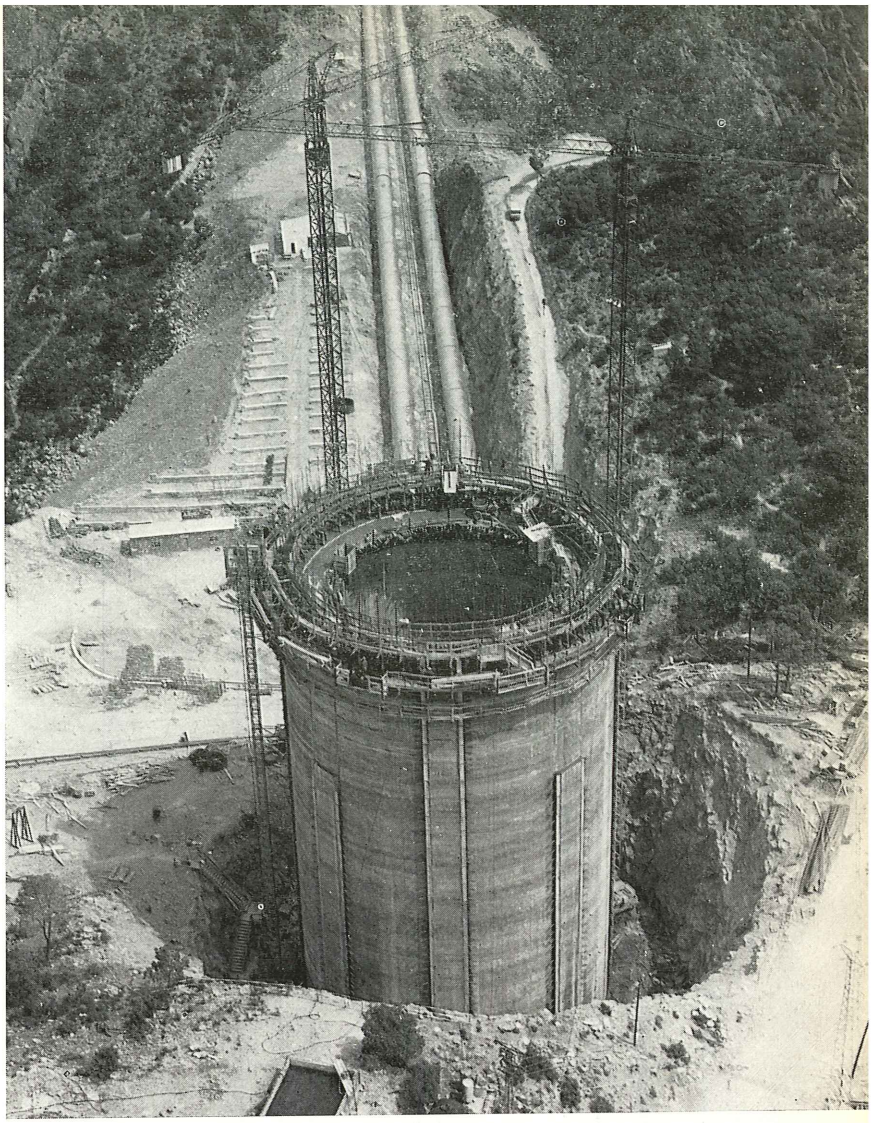
El funcionamiento, dimensiones y localización fue estudiado por el ingeniero José M.ª Pliego, correspondiéndonos a nosotros exclusivamente el estudio de la estructura resistente, que es un cilindro de 25 m de ∅ interior, 70 m de altura y 80 cm de espesor de pared, constantes, a lo largo de toda la altura del depósito.

Inicialmente se estudió la estructura con idéntico espesor en la base y variación lineal de pared con un mínimo de 0,36 m en coronación. Pero lo cierto es que en el momento de realizar la obra, fueron tantas las dificultades en la ejecución con encofrado deslizante, que tuvimos que modificar el proyecto y realizar la obra con espesor constante.

Para el cálculo del depósito se utilizó el «stress», de una manera que podemos considerar original, en la medida que establecía la analogía física existente entre la forma de trabajo de las paredes del depósito y el de una viga flotante sobre un medio elástico, pero lo cierto es que los resultados obtenidos con el programa y los calculados haciendo uso de las tabulaciones de la publicación 195 del Laboratorio Central de Ensayo de Materiales de Construcción, de la que es autor Florencio del Pozo, fueron absolutamente concordantes.

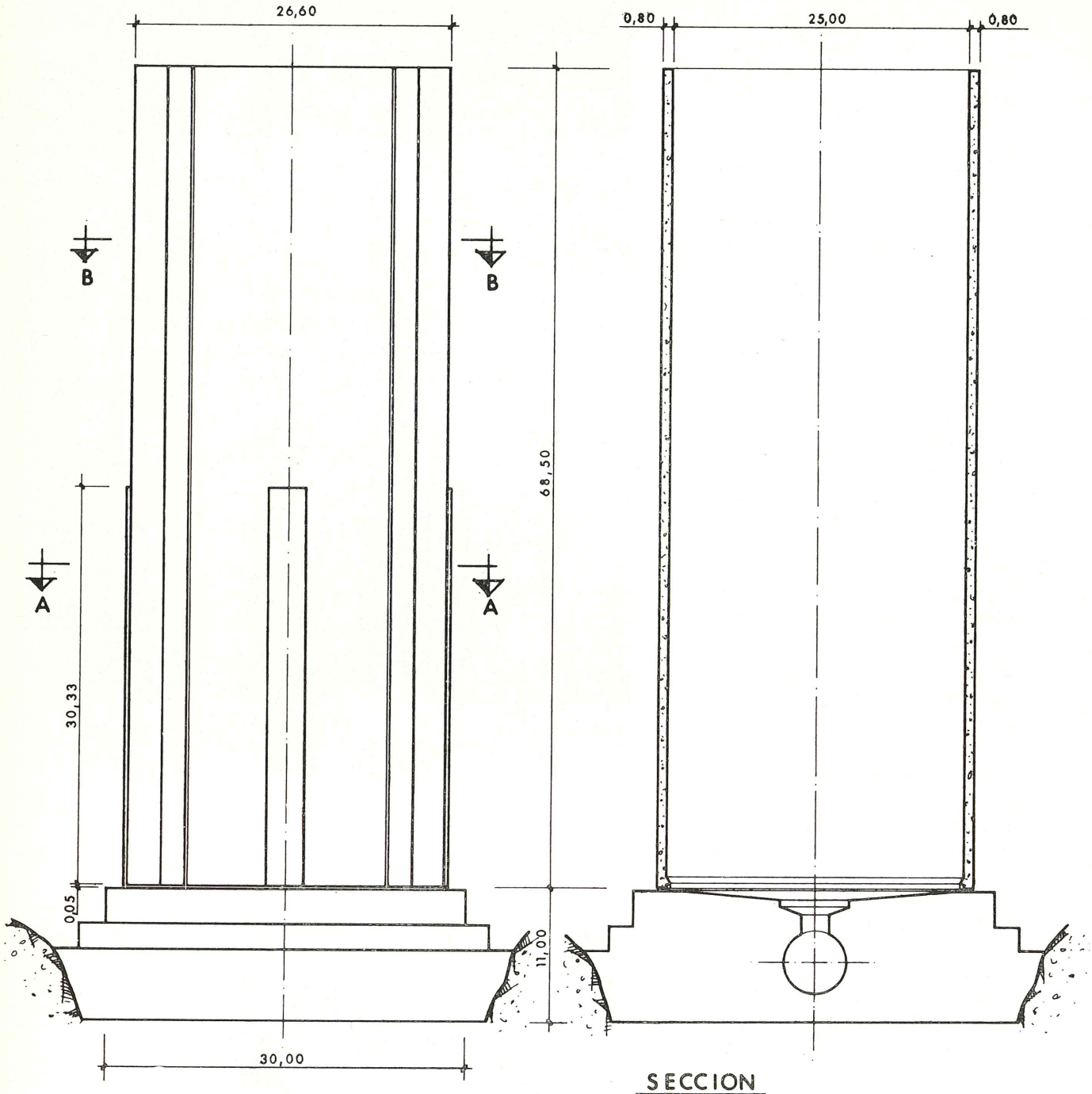
El depósito reposa sobre una banda de neopreno continua sin zunchar, que tiene una doble misión, por un lado asegurar la estanqueidad en la base, y por otro reducir los esfuerzos verticales en el encuentro de la lámina con la cimentación.

Las dimensiones del neopreno son tales que sus tensiones máximas y mínimas, oscilan entre los 45 y 30 kg/cm^2.



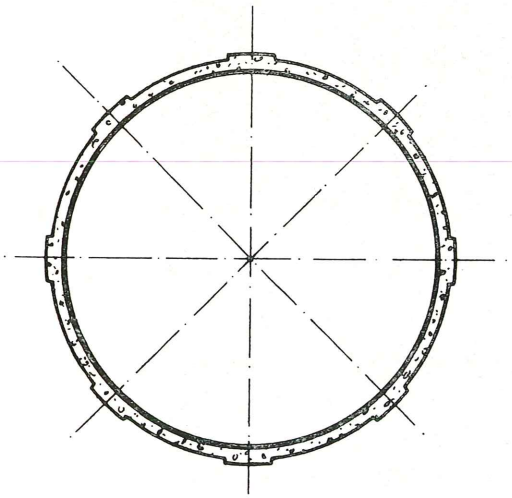


CHIMENEA DE EQUILIBRIO

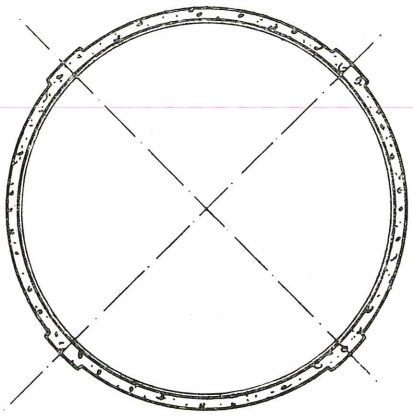


ALZADO

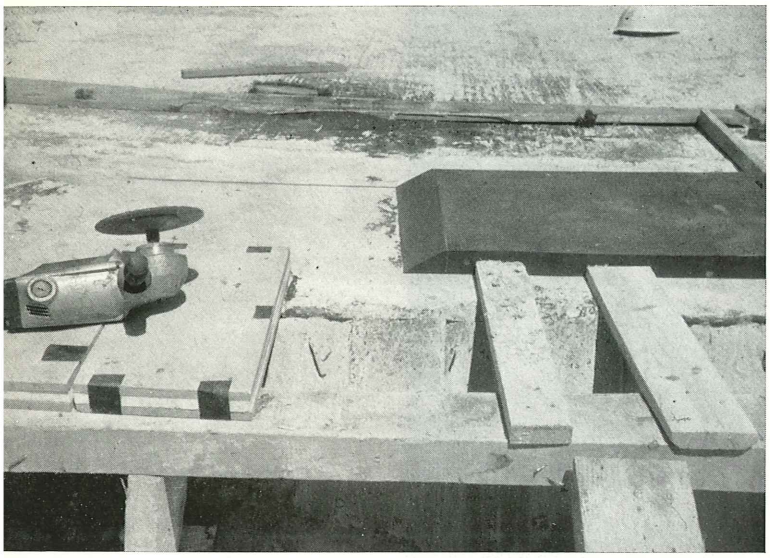
SECCION

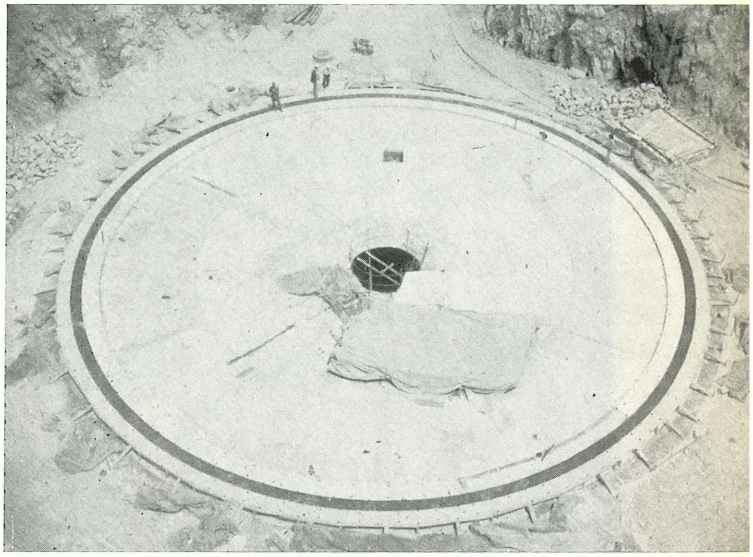


SECCION A-A



SECCION B-B





Ciertamente aun cuando el trasvase no está en servicio, la Elevación de Altomira está funcionando desde el año 74, ya que UEM es la Empresa Hidroeléctrica concesionaria de la explotación de la Central Reversible.

La integridad de la estructura está asegurada por el pretensado de 216 cables horizontales 12T0,6" (225 t) y 72 cables horizontales 12 ∅ 8 (70 t).

Se dispusieron 78 cables verticales, uno cada 1,40 m, más por razón de asegurar la estanqueidad del conjunto (14 kg/cm^2) que porque fueran absolutamente necesarios, ya que el momento vertical era resistido sobradamente por la sección del depósito en hormigón armado.

El espesor de pared fue dimensionado en razón a las compresiones máximas del depósito, que se limitaron a 140 kg/cm^2 como compresión máxima en vacío, imponiéndose por otro lado una reserva de compresión de 10 kg/cm^2 en servicio.

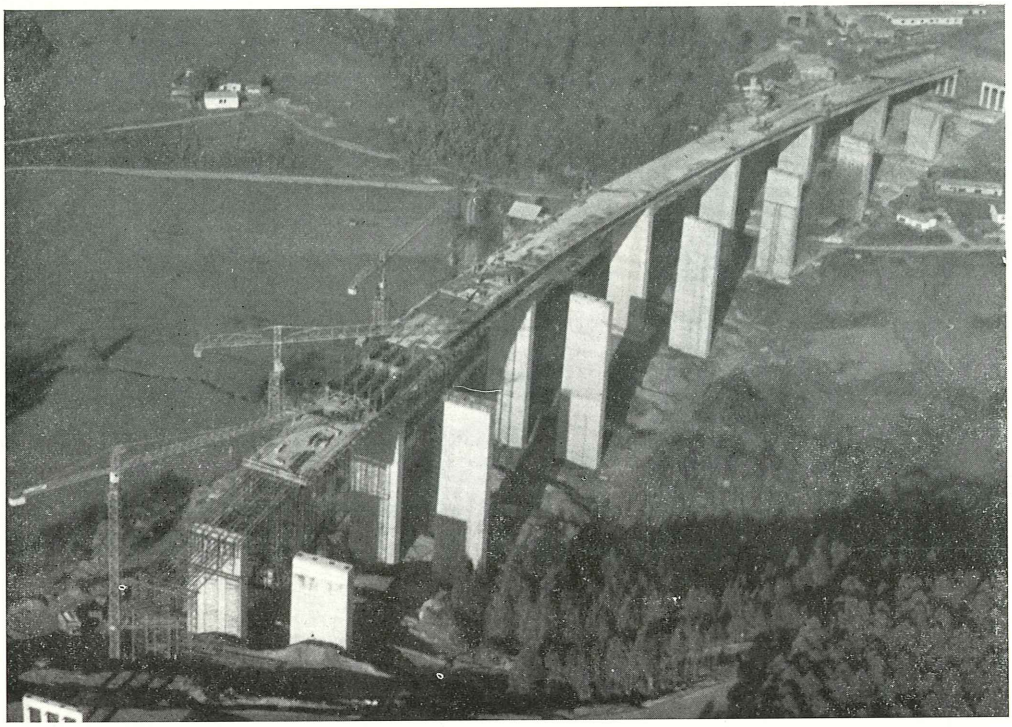
El pretensado horizontal está formado por familias de cables semicirculares que se cruzan sobre las pilastras de anclaje diametralmente opuestas.

La gran densidad de cables en la base, 1 de 12T0,6" cada 0,14 m, obligó a proyectar una disposición de 8 pilastras de las cuales, 4 se detienen a los 30 m de altura.

Se utilizó una vez más, y a nuestro entender, con total éxito, la cabeza prefabricada que en combinación con el encofrado deslizante permite la ejecución del deslizante como si se tratara de una obra de hormigón armado convencional.

Se acondicionó el andamio para poder alojar en él devanadoras de los cables conformados, que fueron enfilados desde el propio andamio del encofrado deslizante, ayudados por una enfiladora de accionamiento hidráulico, con lo cual no se retrasa en modo alguno el avance normal del deslizante. En esta obra se consiguió un avance medio de 3 m/día y por tanto la chimenea fue deslizada en 24 días.

Posteriormente los trabajos de tensión e inyección se realizaron con la ayuda de andamios colgados desde la coronación de la chimenea.



VIADUCTO DE SERIN

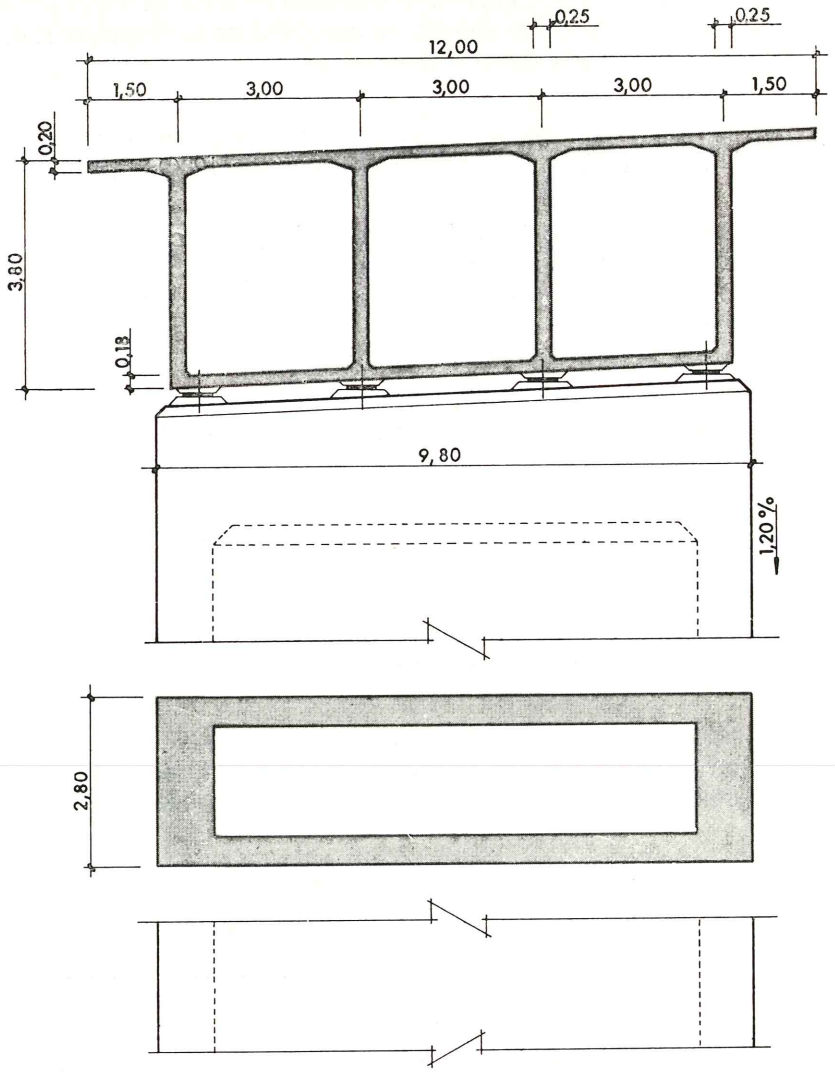
El Viaducto de Serín forma parte de la denominada «Y» ASTURIANA que enlaza las ciudades OVIEDO - GIJON - AVILES, y ha sido inaugurado en agosto de 1975, aun cuando su ejecución fue iniciada en el año 1966.

Nos vamos a ceñir tan sólo a la ejecución del tablero que fue construido por la asociación OBRASCON-COVILES entre marzo de 1974 y agosto de 1975.

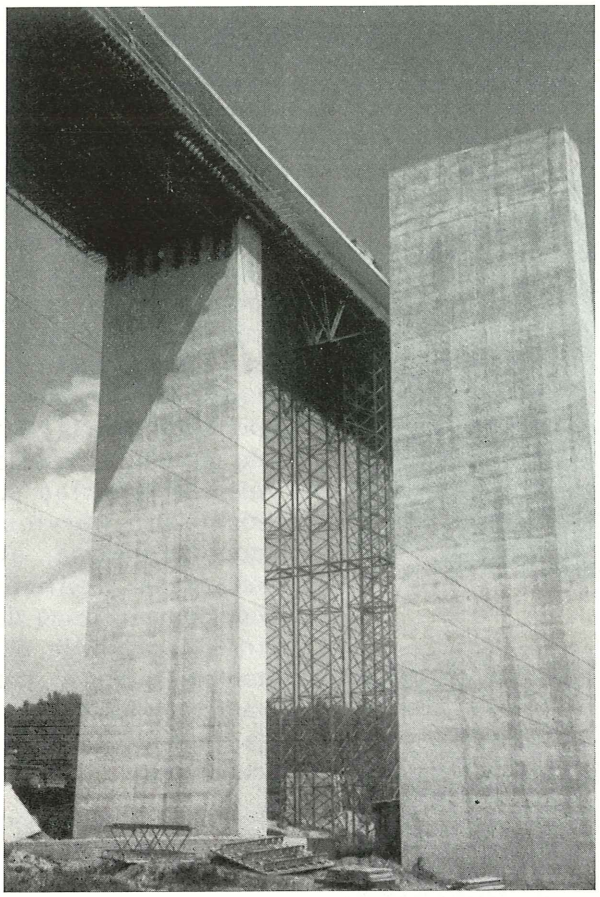
Se trata de un viaducto de doble calzada y tramos de 55, 70, 70, 70, 55, 50, 50, 50 m.

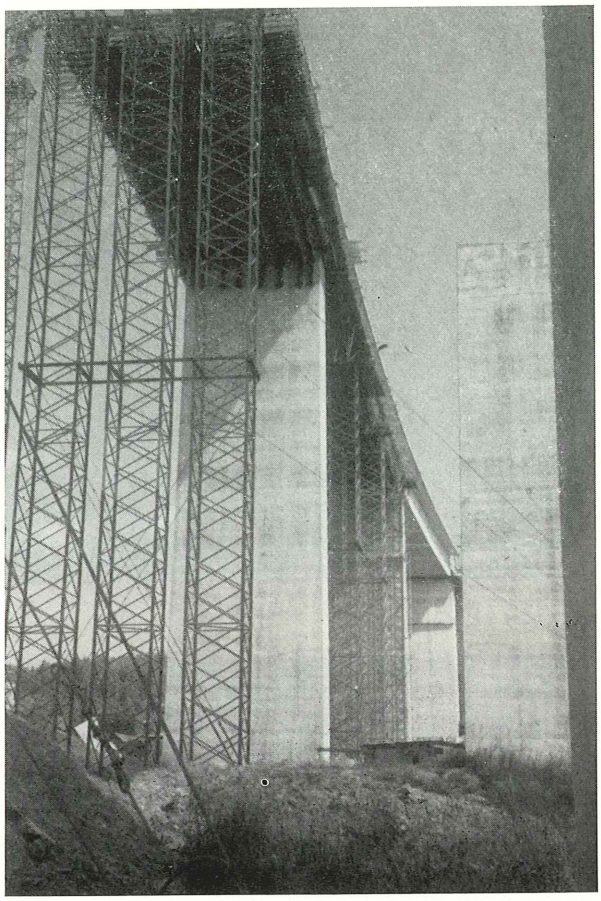
Los 5 primeros vanos formando tramo continuo y los 3 restantes son tramos isostáticos independientes. En planta el viaducto discurre en radio de 600 m y clotoide de acuerdo.

La sección está formada por un cajón de tres células cuyas características recoge el gráfico adjunto.



SECCION TIPO





Esta sección con almas de 0,25 m es exactamente la que figuraba en el proyecto original.

Los tramos continuos fueron hormigonados por tramos completos y avance a quintos de luz.

El cableado por tanto, continuo, con acopladores al final de cada fase de hormigonado.

Realizadas las pilas, las posibilidades de cambio eran mínimas y tuvimos que realizar exactamente la solución proyectada.

Nuestra actuación se centró en hacer realizable una obra en condiciones difíciles que había sido causa de que esta estructura estuviera detenida durante años y se considerase poco menos que irrealizable.

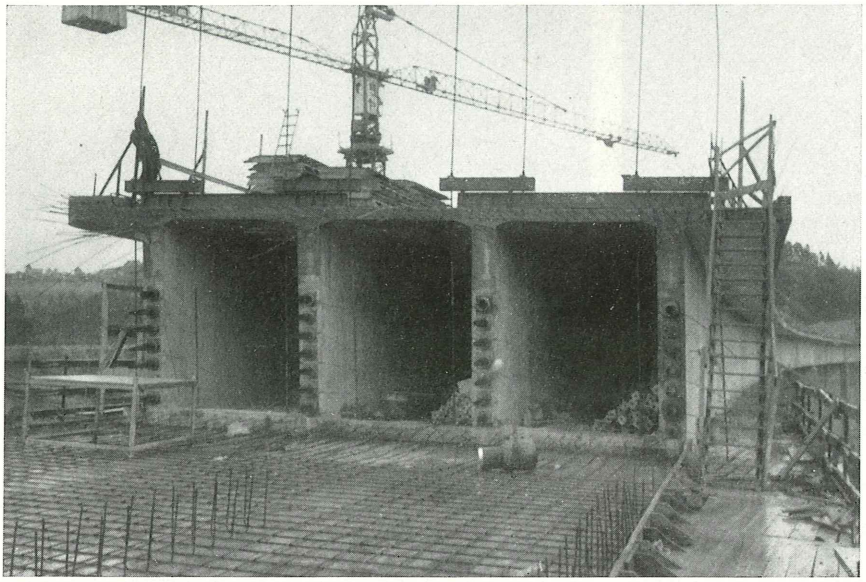
Las dimensiones de la sección imponían la utilización del encofrado metálico y la vibración exterior. Esto nos obligó a realizar la ejecución del tablero en tres fases fundamentales:

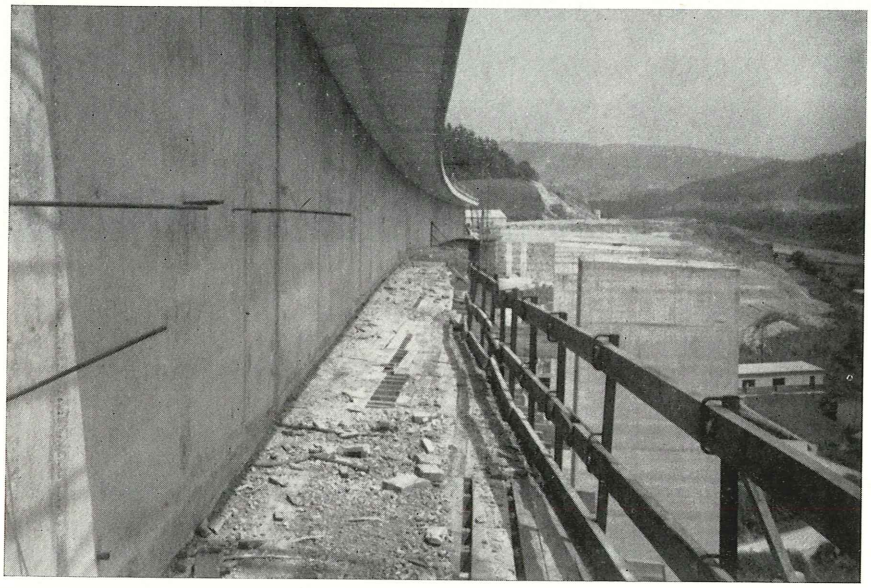
1.º Ejecución de forjado inferior.

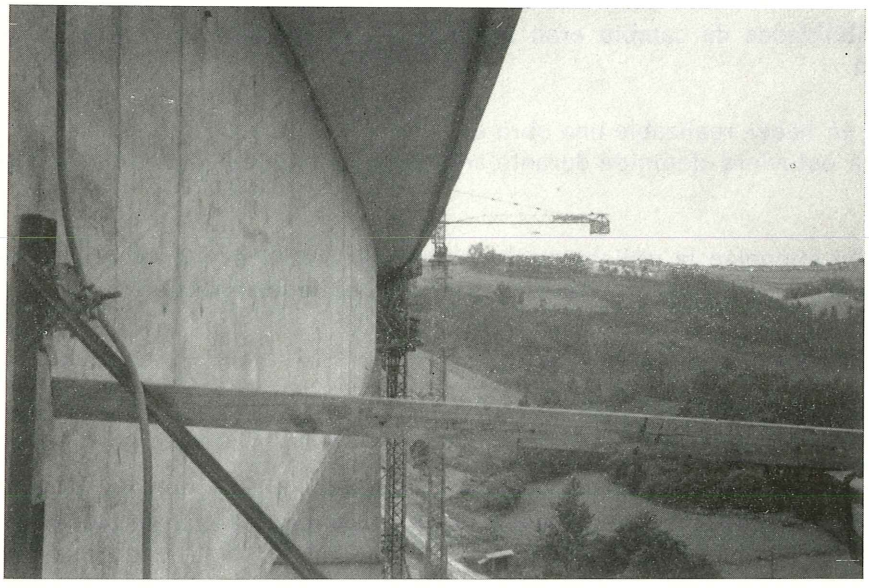
2.º Ejecución de alzados con encofrado metálico.

3.º Ejecución de forjado superior.

Los cables de pretensado eran colocados sobre soportes rígidos, anclados en el hormigón de primera fase.







Los avances en alzado se realizaron con paneles metálicos modulados de 3,75, modulación que se mantenía desde las pilas hacia el centro del vano, con lo cual aunque los cuatro nervios eran distintos en razón de la curvatura, tan sólo el panel de cierre era variable y, por tanto, toda la zona de inercia variable se ejecutó idéntica en los cuatro nervios, consiguiéndose, en en suma, realizar constante la zona de inercia variable del tablero y llevar, por tanto, la variación a la zona de sección constante.

Fue preciso un replanteo muy selectivo de la posición de los paneles, a los que se refirió tanto la armadura activa como la pasiva.

Con este sistema y utilizando un doble juego de cimbra, se consiguió un avance medio de 3 semanas por tramo, en el segundo tablero, que fue construido en el plazo de 6 meses, lo que permitió a la Empresa Constructora terminar el puente dentro del plazo comprometido.

A este buen rendimiento contribuyó sin duda el hecho de poder situar las grúas sobre el primer tablero ya construido, ya que el movimiento de grúas en el primero condicionaba de manera sistemática el avance real de la estructura.

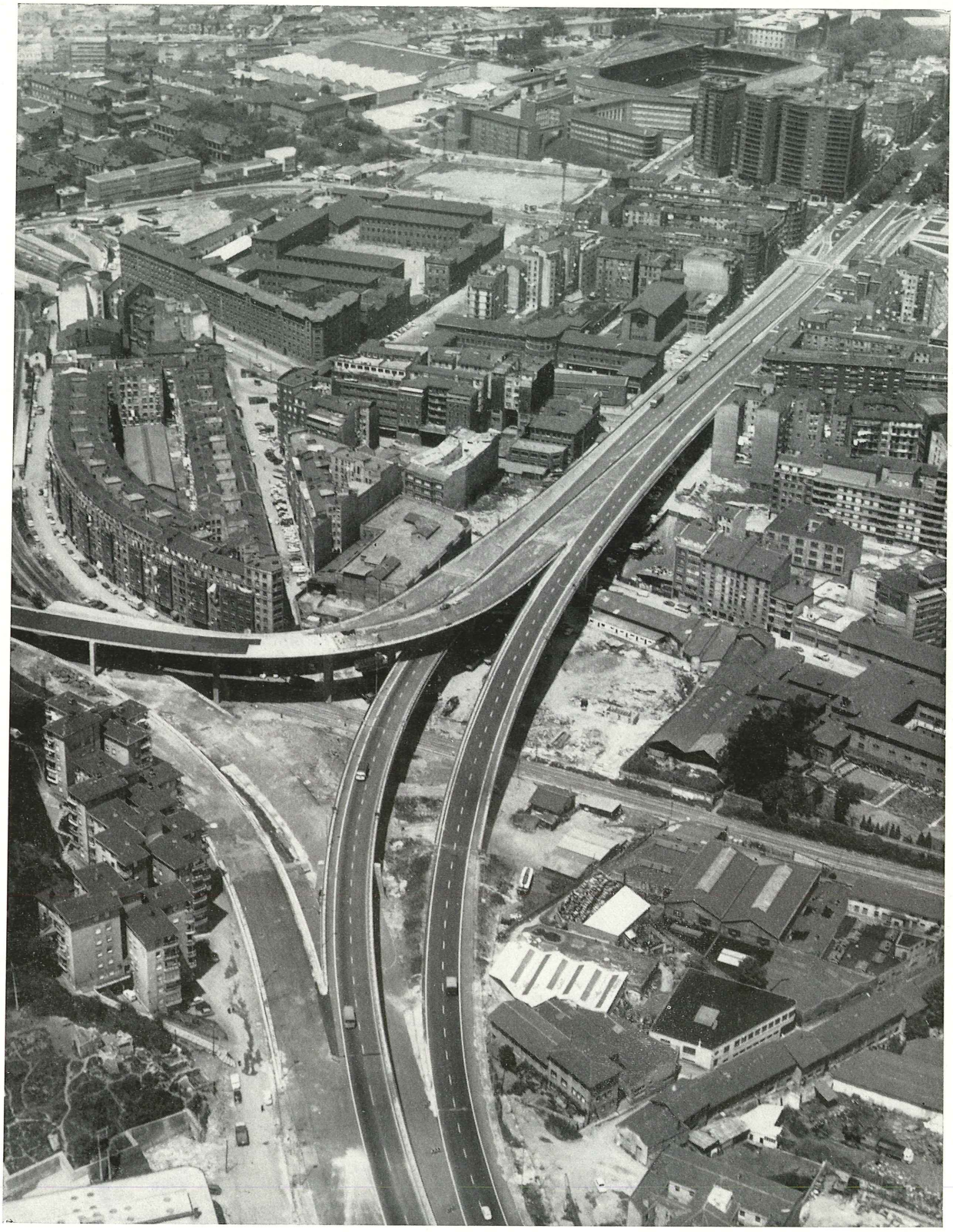


Fig. 1

VIADUCTO DE JOSE ANTONIO

El proyecto del viaducto de José Antonio fue realizado a petición de FERROVIAL el año 1968, año en que fue iniciada su construcción, posteriormente la obra estuvo paralizada durante cinco años y reiniciada a mediados de 1973 para ser inaugurada en marzo del año 1975.

El viaducto de José Antonio está motivado por la ejecución del entronque, en Bilbao, de las autopistas Bilbao-Behobia y Bilbao-Santander.

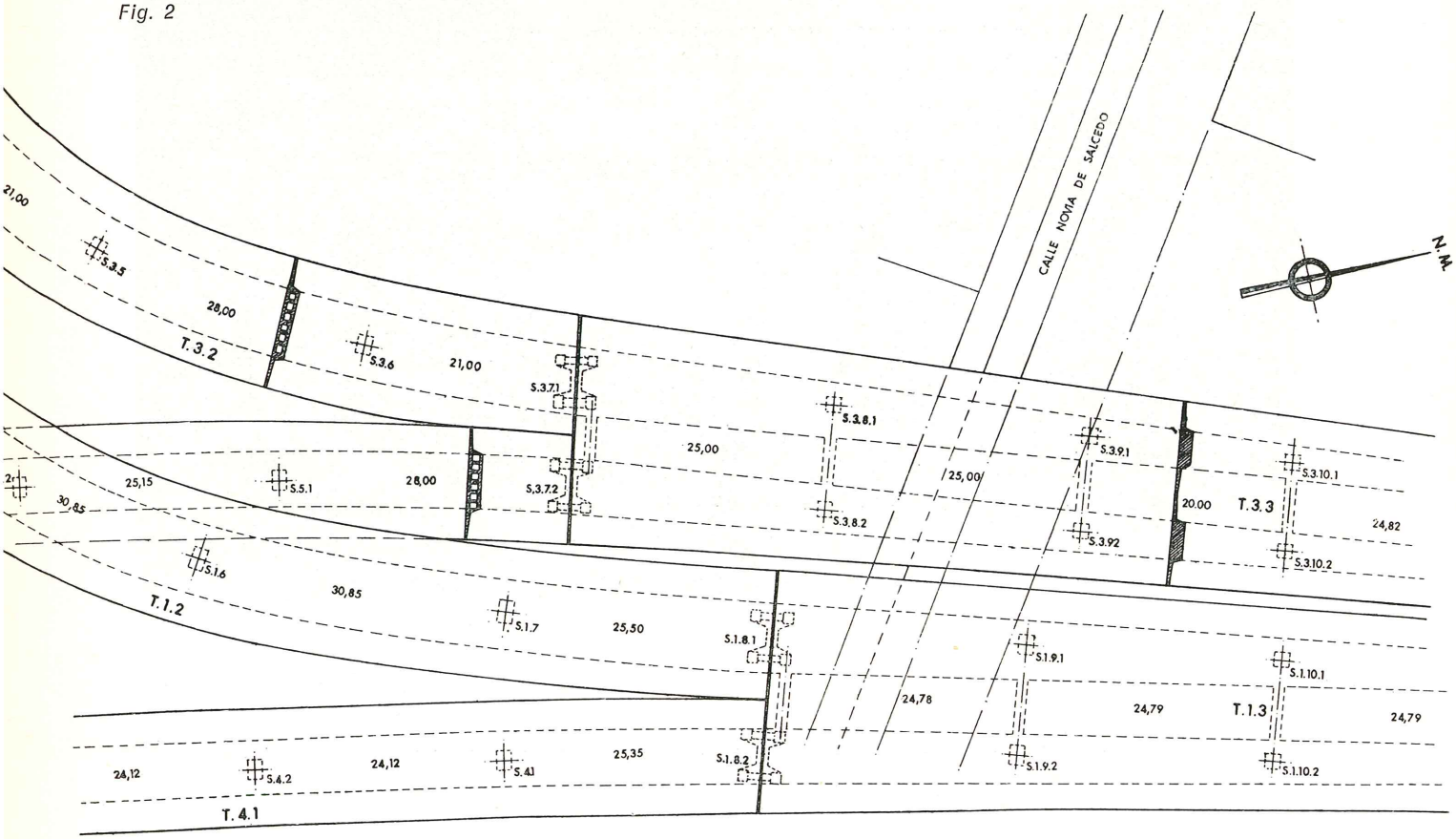


Fig. 2

Este nudo está formado por seis enlaces directos que forman en planta un doble triángulo superpuesto en el que los ramales de conexión con Bilbao, son elevados y trenzados a distinto nivel, los ramales que no penetran discurren a nivel y en su conjunto dan lugar a un juego de estructuras desarrollado en tres niveles (figs. 1 y 2).

Los ramales de conexión con Bilbao son en esencia dos Y superpuestas (fig. 3), una de salida y otra de penetración, lo que da lugar en el primer caso a una estructura de doble circulación que se desdobla en dos de circulación sencilla, y en el segundo a dos ramales que se entroncan en uno solo de penetración en Bilbao.

El cuadro adjunto recoge la composición o en cierto modo el fraccionamiento en que han sido desarrollados los cuatro ramales elevados, con vanos que oscilan entre los 20 y 30 m.



DESDOBLAMIENTO DE ESTRUCTURAS

Fig. 3

RAMALES EN ESTRUCTURA

	T 1.1.	*T 1.2.*		
Santander-Bilbao	26:25:20:25	19:30:30:25		
L_t = 462,56	96,5 m	106,2 m	*T 1.3.*	*T 1.4.*
			24:24:24:24:24	24:30:30:26:25
	T 4.1.		123,95 m	135,91 m
S. Sebastián-Bilbao	23:24:24:24:24:24:25			
L_t = 429,43	169,57 m			
	T 3.1.	*T 3.2.*		
Bilbao-Santander	17:23:23:17	21:28:21		
L_t = 408,94	82,82 m	70 m	*T 3.3.*	*T 3.4.*
			25:25:20:24:24	24:24:30:30:26
	T 5.2.	*T 5.1.*	119,59 m	136,53 m
Bilbao-S. Sebastián	28:41:41:28	28:25:25:28		
L_t = 500,42	138 m	106,3 m		

Como puede verse, cada ramal ha sido dividido en cuatro estructuras independientes de longitudes y composición variables en atención a numerosos factores:

1.º Citemos en primer lugar que este proyecto variante, fue realizado cuando ya se había iniciado la solución de base que constaba de tramos isostáticos independientes de vigas prefabricadas, en total 1.500 vigas, que en principio se decía eran iguales, pero en realidad casi todas eran distintas, incluso dentro de un mismo tramo. Por lo tanto fue necesario aprovechar algunas de las cimentaciones ya construidas fundamentalmente en las estructuras tableros T_{13} T_{14} T_{33} y T_{34}.

2.º Las estructuras, a excepción de la T_{41} que tiene intercalada una fase de acopladores, están hormigonadas en fase única y el pretensado longitudinal está formado por una familia única de cables tensados por los dos extremos. Esta consideración nos llevó a proyectar tramos continuos, cuyo número de vanos no fuese superior a 5 y su longitud no superior a 140 m.

Fig. 4

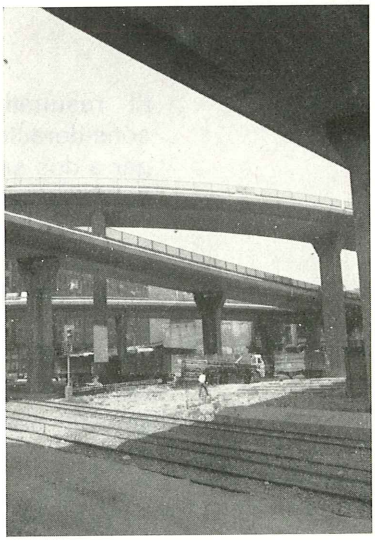
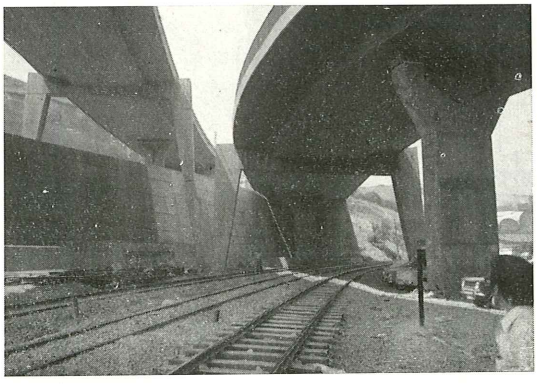
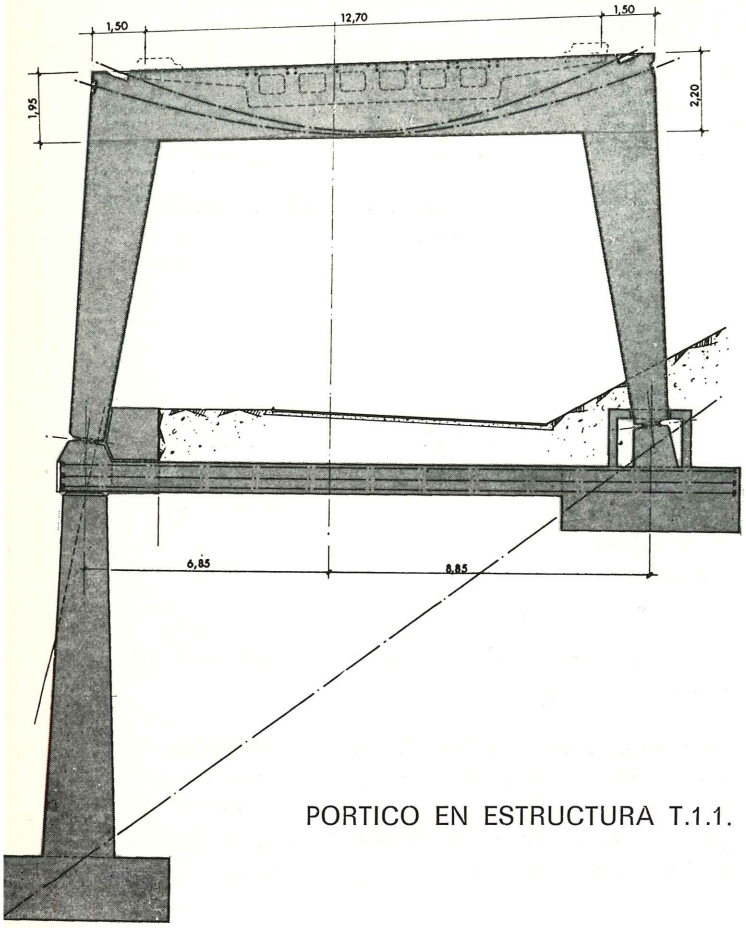


Fig. 5



3.º El trazado curvo de los ramales (fig. 4) nos condicionó a establecer juntas en los puntos de mayor curvatura, combinando por otro lado este extremo, con la situación de las pilas pórtico que quedan siempre emplazadas en el centro de la estructura y en las proximidades del teórico punto de desplazamiento nulo. No obstante, estas pilas pórtico, como observarán en las figuras 5, 6 y 7, se realizaron siempre con articulación en la base.



PORTICO EN ESTRUCTURA T.1.1.

Fig. 6

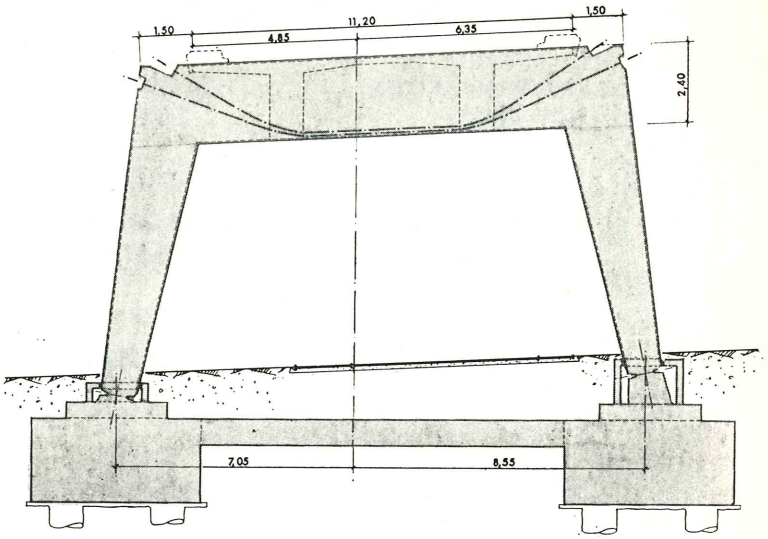


Fig. 7

PORTICO EN ESTRUCTURA T.5.2.

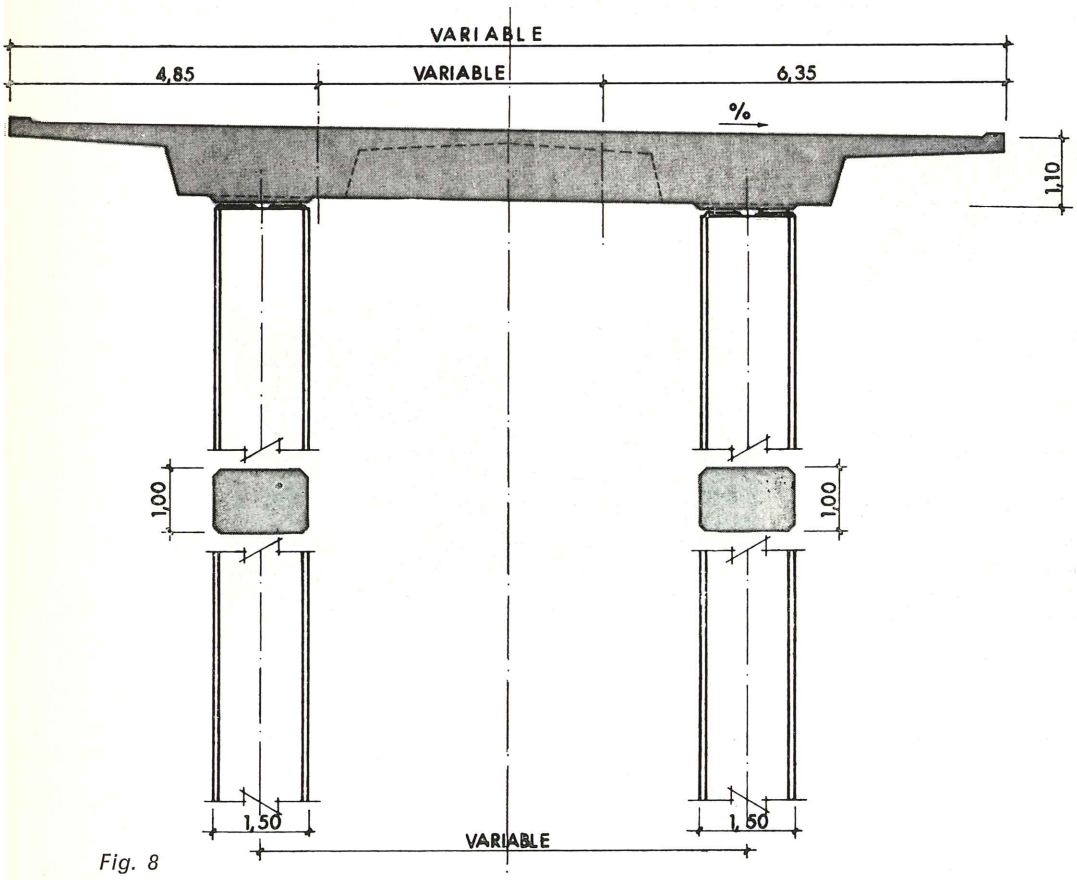


Fig. 8

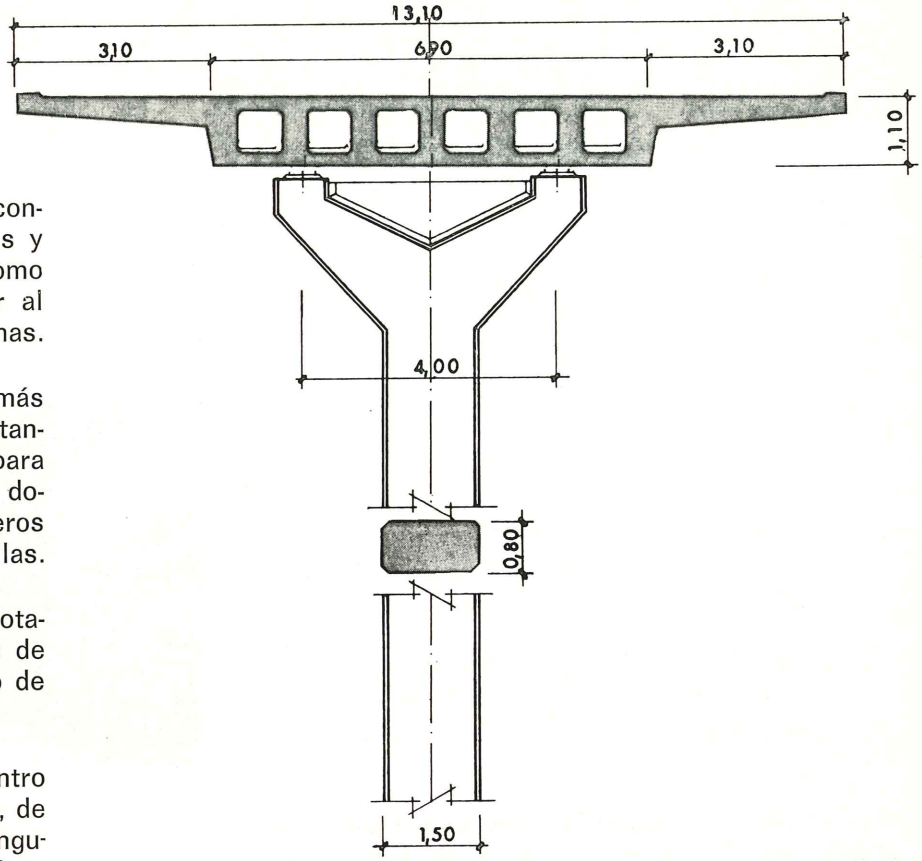
SECCION LOSA
NERVADA EN ENTRONQUE

El resultado de estas consideraciones dio lugar a dos secciones tipo fundamentales:

La losa de doble nervio de ancho variable (figura 8).

La losa aligerada de sección constante (figura 9).

La primera se utilizó en las estructuras de entronque con ancho variable y doble dirección, y la segunda en todos los ramales de ancho constante y dirección única.



SECCION LOSA ALIGERADA EN RAMAL

Fig. 9

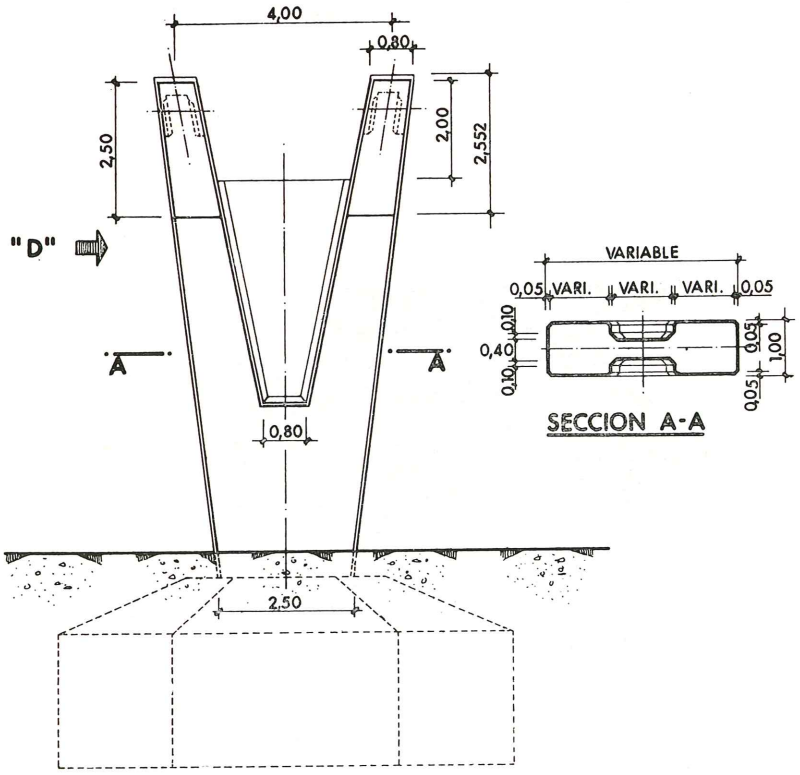
Esta definición de tablero condiciona la forma de las pilas y sobre todo si se pretende, como en nuestro caso, simplificar al máximo la forma de las mismas.

Nosotros partimos de la pila más elemental, que es la pila rectangular de sección constante, para soportar las estructuras de doble nervio, ya que los tableros van arriostrados sobre las pilas.

Esta pila rectangular está dotada de capitel en los tramos de losa aligerada, con el objeto de eliminar torsiones.

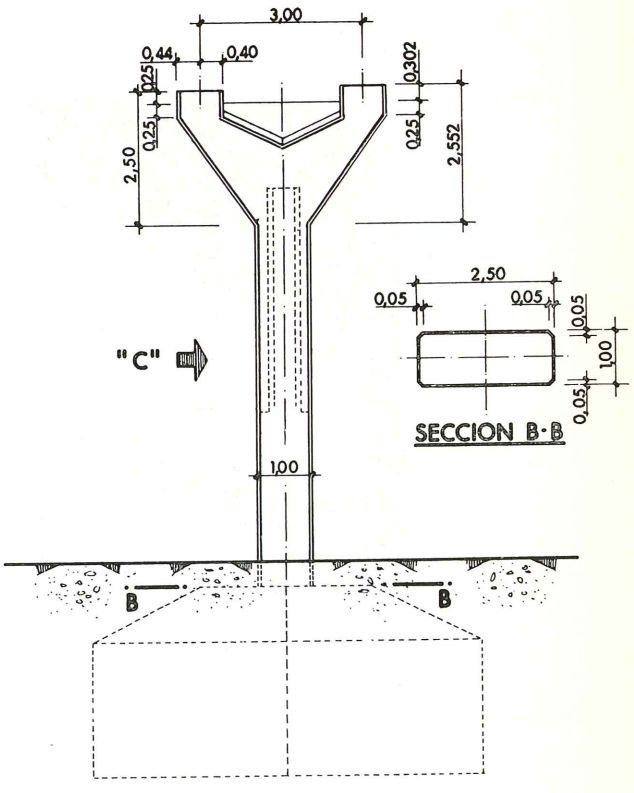
En el caso de pila de encuentro de dos estructuras, es decir, de pila con junta, la pila rectangular está dotada de un capitel en coronación con la misma forma que el ya citado, pero girado 90° (fig. 10).

SOPORTE S.3.4.
ALZADOS



VISTA POR «D»

Fig. 11



VISTA POR «C»

Fig. 10

SOPORTE S.3.4.-PLANTA

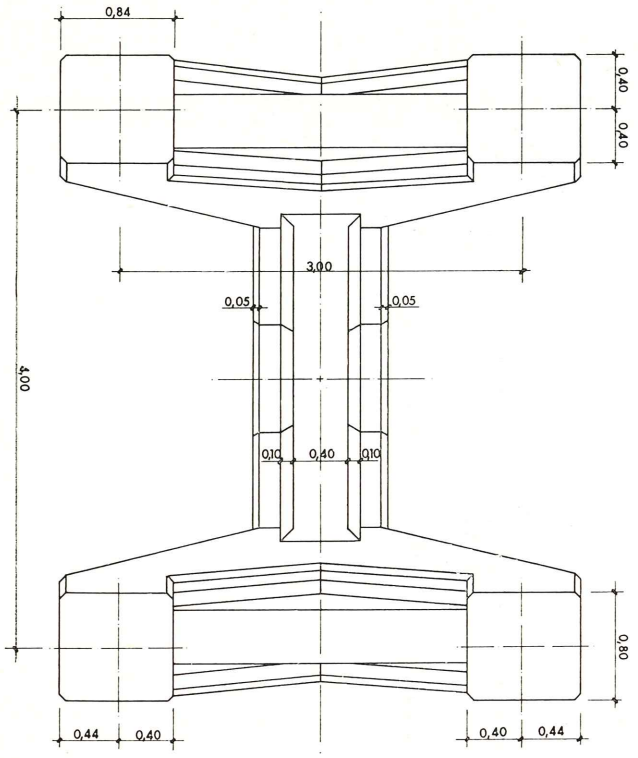
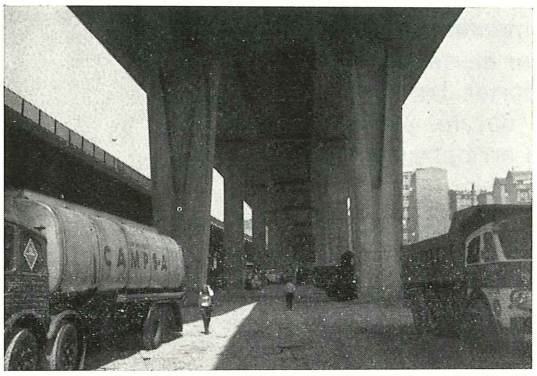


Fig. 12

Fig. 13



Para el caso de junta en los ramales con doble apoyo, la solución es la misma, pero con tratamiento singular desde el arranque de la pila (figs. 11, 12 y 13).

Existe una pila capitel que supone una singularidad o una excepción en el tratamiento de la pila de junta en la estructura de ramales. En este caso, por razones de gálibo del ferrocarril, el frente de la pila es rectangular y el capitel tiene más la forma de un capitel románico que un capitel de puente actual (fig. 14).

Por último, las pilas pórtico son cargaderos de geometría muy elemental con dintel pretensado y articulación circular en apoyos (figs. 6 y 7).

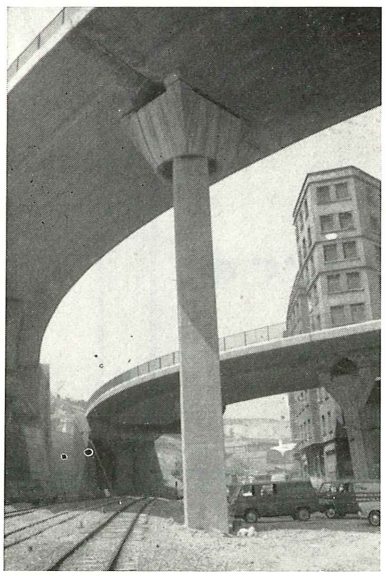
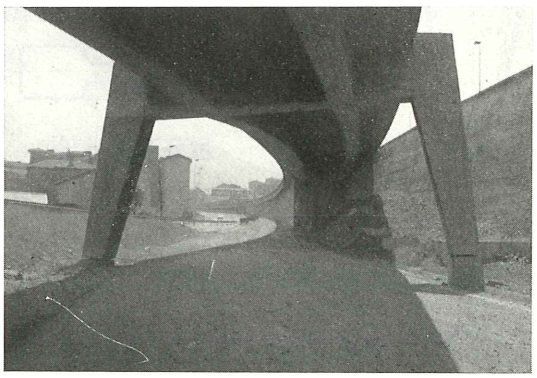


Fig. 14

Fig. 15



Completa la obra la estructura T52, de luces superiores a las anteriores, con tramos centrales de 41 m y laterales de 28 m con pila pórtico en el centro. En este caso la sección transversal es doble nervio en π más que losa nervada y con sección variable de 2,40 en apoyos de 1,40 en centro de vano (fig. 15).

premios HALESA 1976

Han sido concedidos los premios HALESA en su séptima convocatoria, destinados a recompensar a los alumnos de cuarto y quinto curso de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos que presenten los tres mejores trabajos sobre temas relativos al hormigón y sus constituyentes. Con estos premios se pretende estimular el estudio de tan importante tema, concretándose cada año un aspecto determinado dentro de la problemática general citada.

En esta ocasión el tema era «impermeabilización de obras de hormigón». El tema era importante y se pretendía que el técnico, muchas veces absorto en el aspecto meramente estructural del hormigón, prestase una mayor atención a obtener una buena impermeabilidad de la obra, faceta que si es primordial en el caso de presas, canales y depósitos, no deja de serlo en otro tipo de estructuras, en las que la acción del agua puede producir daños irreversibles en las armaduras.

El Jurado estaba presidido por D. Enrique Balaguer Camphuis, siendo los demás miembros del mismo, D. José María Aguirre Gonzalo, D. Francisco Arredondo y Verdú, D. Juan Batanero García-Geraldo, D. José Calleja Carrete, D. Vicente Cariñena Castell, D. Pedro Colmenero González, D. Manuel Elices Calafat, D. José Manuel Herrero Marzal, D. José María Martín Mendiluce, D. Juan Lorenzo de Navascués y de Palacio, D. Mariano Palancar Penella, D. Florencio del Pozo Frutos y D. Gonzalo Sancho de Ybarra, actuando como Secretario D. Fernando Perdiguero Pérez, Presidente de HALESA.

El Jurado, después de una larga deliberación, en la que se pusieron de manifiesto las cualidades de cada uno de los trabajos presentados, decidió el siguiente orden de adjudicación de los premios:

Primer premio,

al trabajo presentado por D. Francisco Pan-Montojo.

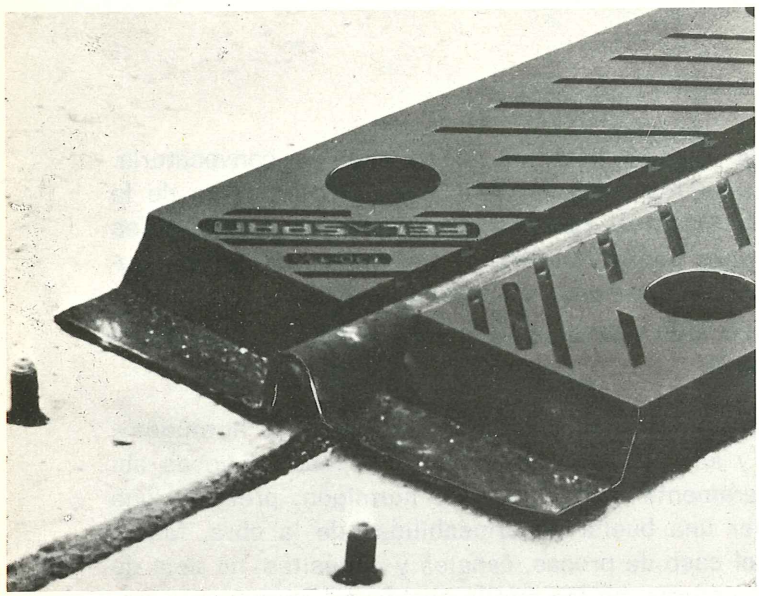
Segundo premio,

al trabajo presentado por D. Mariano Antonio Sánchez Mata.

Tercer premio,

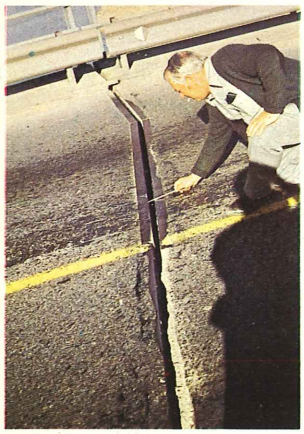
al trabajo presentado por D. Carlos Navarro Ugena.

JUNTAS FEL-SPAN



PARA LA REPARACION DE JUNTAS EN EL PUENTE DEL TORDERA (GERONA) SE HAN UTILIZADO JUNTAS FEL-SPAN

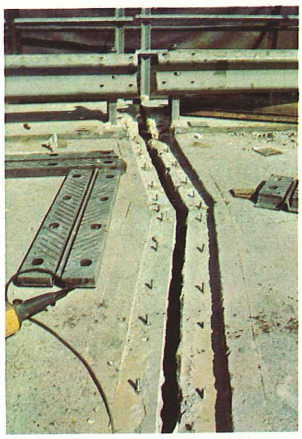
vease el proceso



La junta antes de ser reparada.



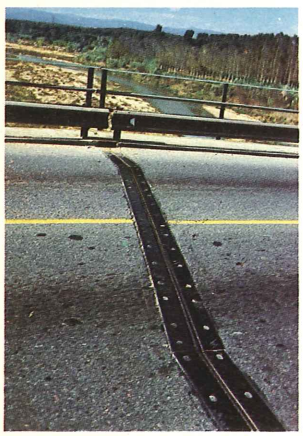
Inicio de la reparación



Cajetín de alojamiento



Colocación



La junta del puente del Tordera en servicio

C.T.T.

CONCESIONARIO PARA ESPAÑA:

CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.A.

Consejo de Ciento, 304 - 2º 1ª

Tel. 3184700 - BARCELONA-7 -

Cables: CETEC - Telex: 52019

Centro de Trabajos Técnicos, S.A.

Consejo de Ciento, 304, 2.º, 1.ª BARCELONA - 7

☐ DESEO RECIBIR PERIODICAMENTE SU PUBLICACION «NOTICIAS» STRONGHOLD.

☐ Ruego me envíen una información completa de las juntas **Fel-Span**. y apoyos **Slide**

☐ Ruego la visita de uno de sus técnicos especialistas para discutir problemas de juntas e impermeabilización.

Nombre ..... Título .....

Empresa .....

Dirección ..... Teléfono .....

Ciudad ..... País .....

Juntas de dilatación y apoyos en los puentes

J. B. RIPOLL
Dr. Ingeniero de Caminos

PUENTE DEL TORDERA - LAS JUNTAS FEL-SPAN

En las ponencias presentadas se han planteado y resuelto soluciones muy diversas de puentes, su ejecución, su pretensado, y se ha visto que el puente es algo vivo, algo que se mueve respecto al terreno firme, a la montaña.

¿Cómo se enlaza ese elemento, que está fijo, con el tablero del puente, que cambia constantemente de dimensión? Con los apoyos y con las juntas.

La junta viene muy relacionada con el apoyo. Un apoyo bien proyectado define el movimiento de la junta y, en consecuencia, sus características.

El dotar a un puente de apoyos y juntas adecuadas hace que el tráfico circule con suavidad, permite que el puente tome sus dilataciones sin esfuerzos anormales y, en definitiva, alarga la vida de toda la estructura. Una junta adecuada se debe poder reparar o sustituir cortando el tráfico sólo parcialmente, pues las juntas prestan su mayor utilidad en rutas donde la circulación es intensa y el cortarla o desviarla crea graves problemas.

Las duras condiciones que el tráfico actual impone a las calzadas hace que haya que pensar en juntas cada vez más seguras y eficaces, teniendo en cuenta que en caso de averiarse han de ser reparadas con facilidad sin perjudicar gravemente a la circulación.

La junta es un elemento caro y establece una discontinuidad en el tráfico. Es un elemento perturbador y debe procurarse que perturbe lo menos posible.

En consecuencia, deben ponerse juntas donde sea necesario, pero procurar que sean necesarias una cantidad mínima de juntas.

Pero resulta que para reducir al mínimo las juntas deben estudiarse muy cuidadosamente los apoyos, ya que si éstos se colocan de modo que permitan toda clase de movimientos, como sucede con los apoyos elastoméricos de neopreno, la junta que vaya encima deberá estar prevista para absorberlos, y será una junta más importante de lo que podrá resultar si las dilataciones del puente se guían y limitan con unos apoyos racionalmente estudiados. En consecuencia, la perturbación causada al tráfico depende de la junta, pero en primera instancia de los apoyos.

Si nosotros colocamos en un extremo del puente apoyos fijos de giro que solidaricen el tablero al estribo o a la pila y sólo le permitan el giro, se podrá colocar una junta enterrada o una

junta cortada, apenas perceptible para el tráfico y muy económica, encima de los apoyos fijos, y además el extremo móvil del tramo quedará guiado y limitado en su movimiento lateral, lo que permitirá una solución de junta sencilla.

Que el estudio y solución dado a las juntas es poco racional en múltiples ocasiones, lo demuestran los casos siguientes:

La figura 1 muestra una junta en la que la dilatación no fue bien calculada, y la banda de neopreno ha resultado aplastada al dilatarse el tablero.

La figura 2 corresponde a un aparcamiento. En ella, colocar un perfil de neopreno de baja calidad ha ocasionado graves daños por filtraciones y cuantiosos gastos de reparación. En la fotografía puede verse el neopreno prácticamente deshecho y reventado, y los laterales de epoxi cuarteados y despegados de la losa.

La figura 3 es un caso típico en que no se ha dejado junta. Y no voy a comentar aquí desfavorablemente este punto. El movimiento del tablero en este lugar es pequeño y hubiera podido evitarse realmente la junta como se ha hecho, pero estudiando la solución.

Posiblemente debajo de la junta de la figura 3 hay unos apoyos de neopreno, y si no los hubiese sirva de ejemplo para mi explicación. Esos apoyos permiten al tablero un ligero movimiento longitudinal y un movimiento transversal al soplar el viento: lo suficiente para agrietar el asfalto. Si el proyectista hubiera colocado unos apoyos fijos, el tablero sólo hubiera girado en esa zona, y una junta enterrada del tipo de la figura 4, con sólo cortar el aglomerado y de costo prácticamente nulo, hubiera sido suficiente.

Se hubieran así simplificado los apoyos, se hubiesen evitado las reparaciones posteriores de la junta.

Es muy frecuente encontrar juntas que no funcionan y que, después de una instalación costosa, resulta más costosa su reparación.

Las figuras 5 y 6 corresponden a una junta de peine que se ha bolqueado. Los peines han girado hacia arriba y su empalme ha producido el desconchón que se ve.

En la figura 7 vemos otra junta de peine que tampoco funciona y ha agrietado su zona circundante.

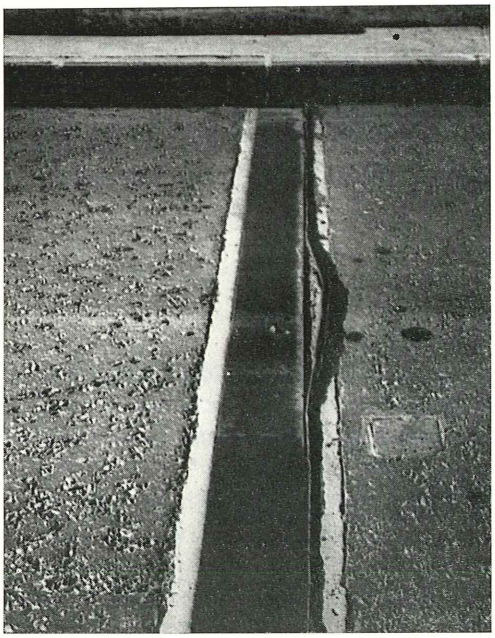
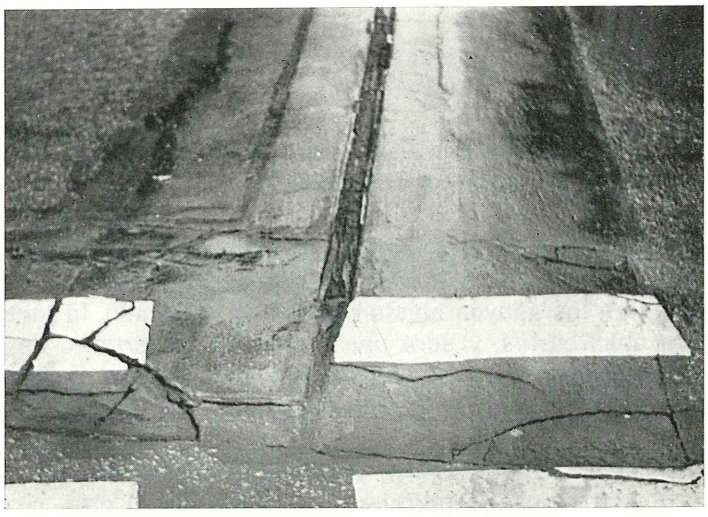


Fig. 1

Fig. 2



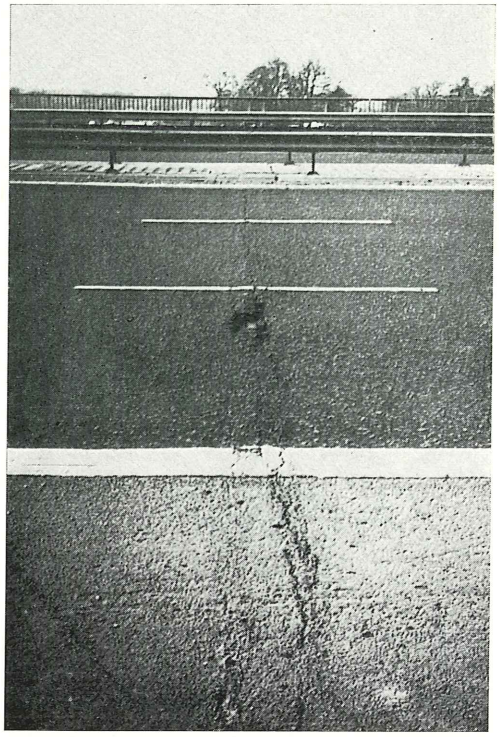


Fig. 3

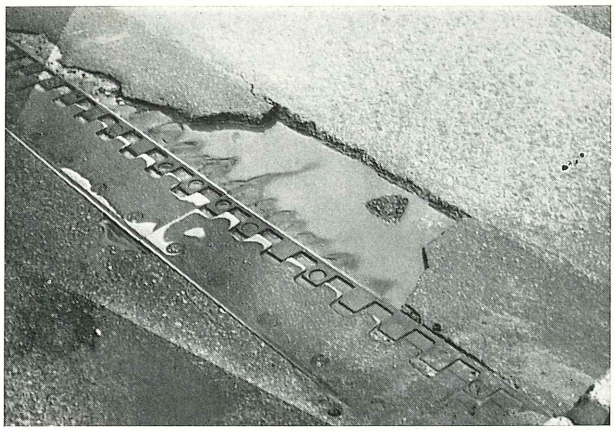


Fig. 5

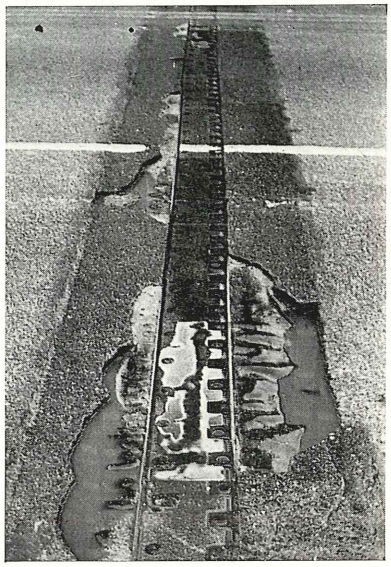


Fig. 6

Fig. 4

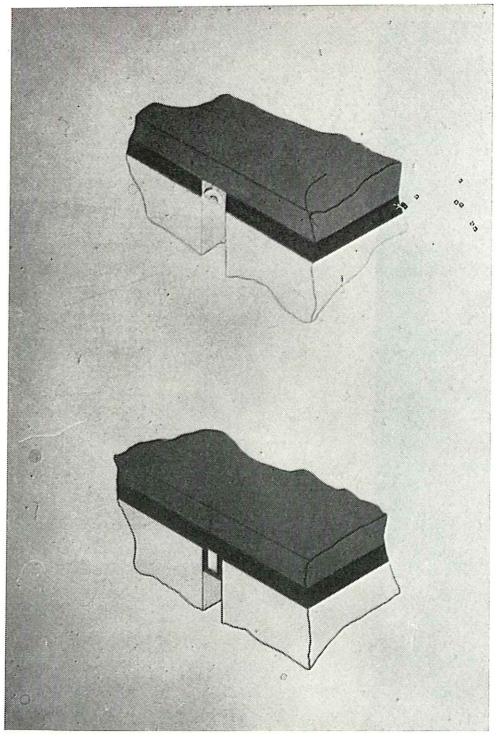
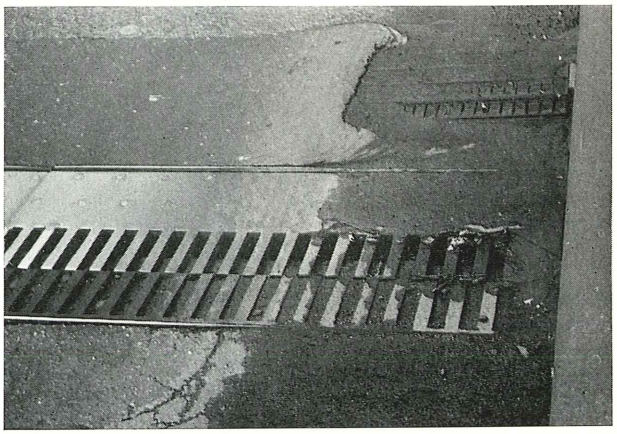


Fig. 7



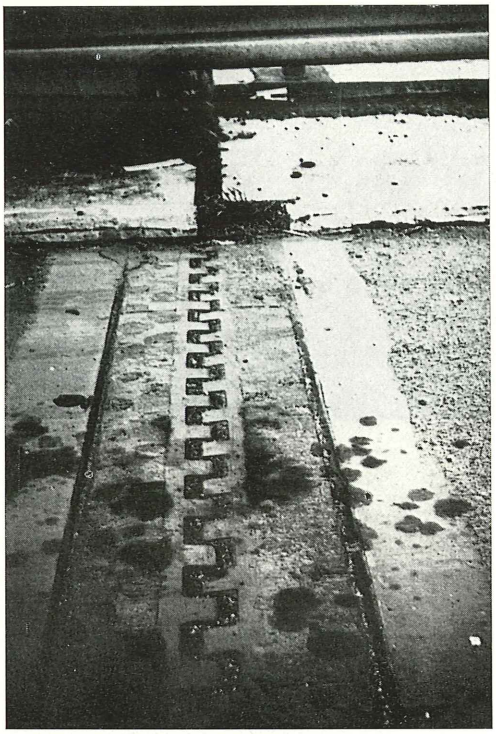


Fig. 8

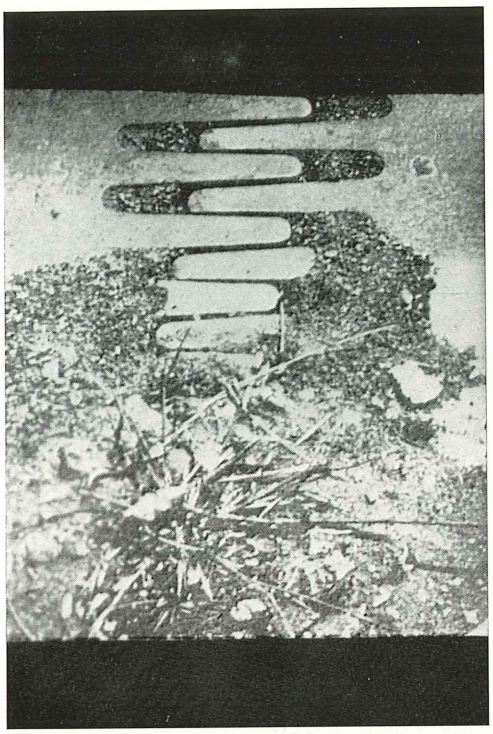


Fig. 9

De los ejemplos de las figuras 8, 9 y 10 sacaremos una idea clara de que las juntas de peines para movimientos relativamente grandes dejan de ser eficaces si no tienen previsto un desagüe adecuado, lo cual no se resuelve dejando un canalón, pues en el canalón se deposita la suciedad que atraviesa la junta y la deja solidificada, anulando todo su mecanismo.

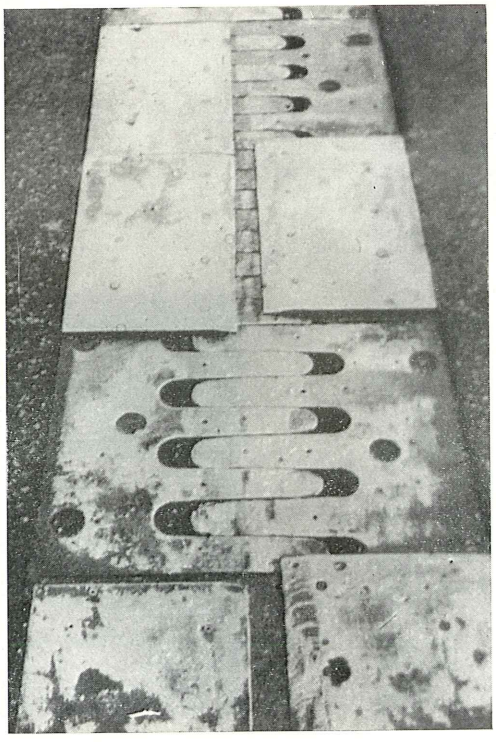


Fig. 10

MODO DE COLOCAR LAS JUNTAS EN EL TABLERO

Si pensamos en cómo se colocan las juntas, se llega a la conclusión de que existen formas distintas de hacerlo que se resumen a continuación:

1.º Juntas que precisan de un cajetín para su anclaje y fijación. Son las más difícil de reparar, pues en general es necesario romper para ello el cajetín, y presentan a la larga el problema de que, tratándose de perfiles soldados a unos espárragos que se hormigonan, si el tráfico es intenso, y especialmente si es pesado, los perfiles sufren un martilleo constante y llegan a separarse del hormigón subyacente, lo que hace que el agua de lluvia penetre por la zona de unión y la vaya abriendo. La intensidad del martilleo que origina el tráfico llega a romper las soldaduras al cabo de un cierto número de golpes.

   Diversos ensayos realizados en Alemania sitúan el número de vehículos que producen el fallo de la soldadura en una junta en 2.500.000, dependiendo esta cifra de diversos factores, pero con el resultado final de que una soldadura sometida a un elevado ciclo de percusiones terminará fallando. Junta como la representada en la figura 11 pertenece a este tipo.

2.º Otro tipo de juntas es el que se fija al tablero con pernos. Aquí nos encontramos con un caso que si se desea no adolezca de los efectos del tipo anterior, deben estar los pernos siempre a presión para mantener los perfiles o angulares comprimidos contra el hormigón, es decir, los pernos deben estar pretensados. En determinados tipos de junta, esto se consigue rodeando a los pernos de una camisa que les da una cierta longitud de anclaje, y los pernos quedan pretensados al apretar las tuercas con una llave dinamométrica.

   Pero también una forma muy sencilla de conseguir esta presión es colocar bajo el perfil metálico una lámina de material elastomérico que se comprime elásticamente al apretar la tuerca. Es el caso de las juntas de caucho Fel-Span, en la figura 12, de la que nos ocuparemos más adelante.

3.º Finalmente, existen las juntas de resina, que se pegan al tablero con la propia resina. Estas juntas no necesitan taladros en el tablero, aunque si se desea que queden sólidamente fijadas precisan de un cajetín como el de la figura 13. En estas juntas debe tenerse en cuenta que los distintos módulos de elasticidad del hormigón y la resina pueden ser causa de rotura al producirse cambios bruscos de temperatura. La composición de la resina debe ser,

Fig. 11

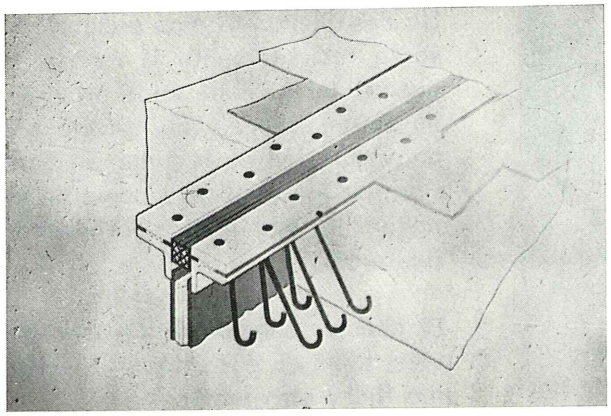
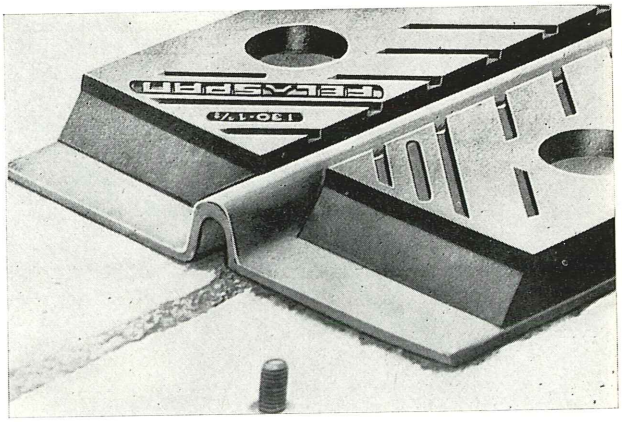


Fig. 12



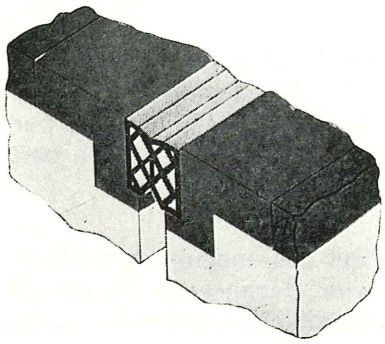


Fig. 13

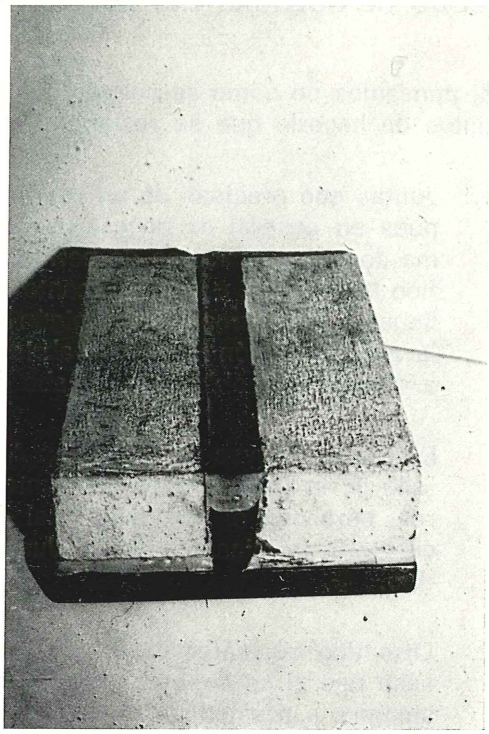


Fig. 14

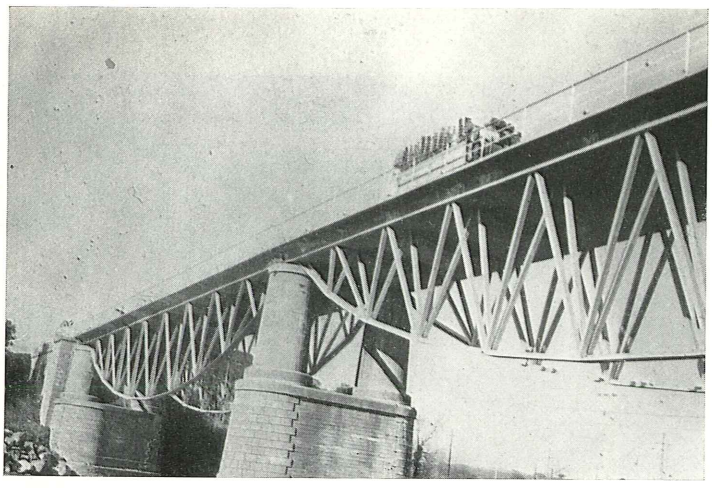
además, muy cuidadosamente formulada para evitar su agrietamiento con las heladas. Son juntas adecuadas a pequeños movimientos, como es el caso de la figura 14, pero siempre el espacio libre que dejan para que quepa el cordón elastomérico debe ser suficiente.

IMPERMEABILIDAD DE LAS JUNTAS

Hasta hace poco no se daba gran importancia a que la junta que une dos tableros o un tablero al estribo fuera impermeable, y ésta es, sin embargo, una cuestión vital para la vida de la junta, de los apoyos y, en definitiva, del puente.

Muchas juntas de puentes se han proyectado en forma de peine, de los que ya he hablado y que dejan paso libre al agua y a los arrastres, olvidando que éstos rellenan a la larga la junta y terminan bloqueando el movimiento libre del tablero.

Fig. 15



PUENTE DEL TORDERA

Un caso característico pudo observarse recientemente al reparar el puente del Tordera, en la provincia de Gerona, en el que, devido a la permeabilidad de la junta, se deterioraron los apoyos y pusieron en peligro la estabilidad del puente; figura 15.

El puente, compuesto de tres tramos, tenía en cada tramo un extremo fijo y otro móvil.



Fig. 16

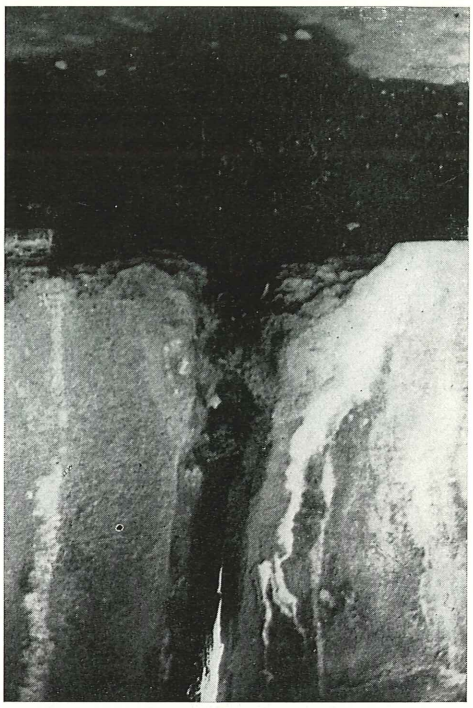


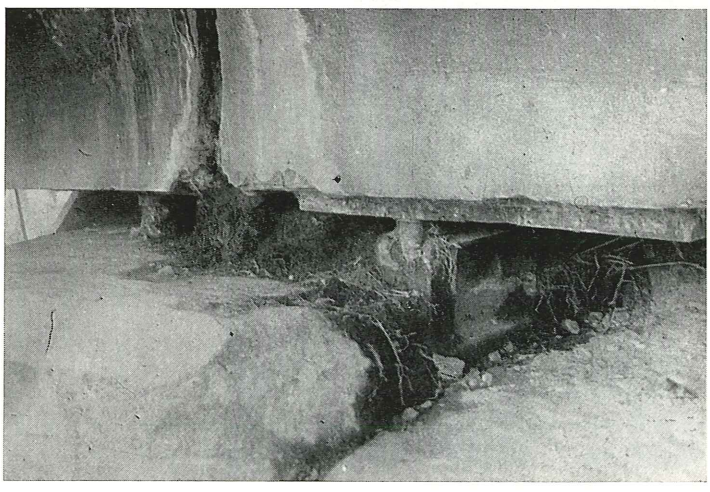
Fig. 17

Las juntas, en su día, se resolvieron colocando simples angulares, como se aprecia en la figura 16, que en unos años rompieron sus soldaduras y se separaron del hormigón.

La arena, el agua de lluvia y otros arrastres cayeron por las ranuras libres y fueron macizando las bases de las pilas precisamente en el entorno de los apoyos, y de ese relleno de arena y suciedad dan testimonio las figuras 17 y 18, tomadas al examinar por vez primera los apoyos y estudiar su sustitución.

Al querer evitar la repetición del problema a corto plazo, se imponía, tras la renovación de apoyos, colocar una junta impermeable, pero dado el espesor del tablero en esa zona, no cabía hacer cajetines para su colocación, por lo que se decidió utilizar una junta Fel-Span T-40 que asegurara ampliamente todos los movimientos futuros del presente tipo y no dejara pasar los arrastres.

Fig. 18



En las figuras 19 y 20 aparecen varias etapas de la colocación de la junta Fel-Span, que está funcionando en la actualidad sin problema alguno.

La solución con una junta Fel-Span permitió impermeabilizar el tablero sin romperlo para formar cajetines, ya que estas juntas están vulcanizadas en forma de dos pastillas de neopremo reforzado conjuntamente con una membrana de unión reforzada con Dacron, como aparece en la figura 12 y, con más detalle, en la 19.

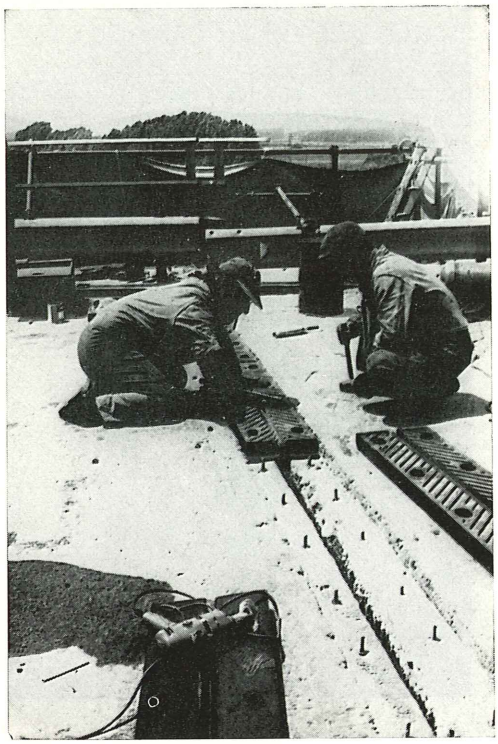


Fig. 19

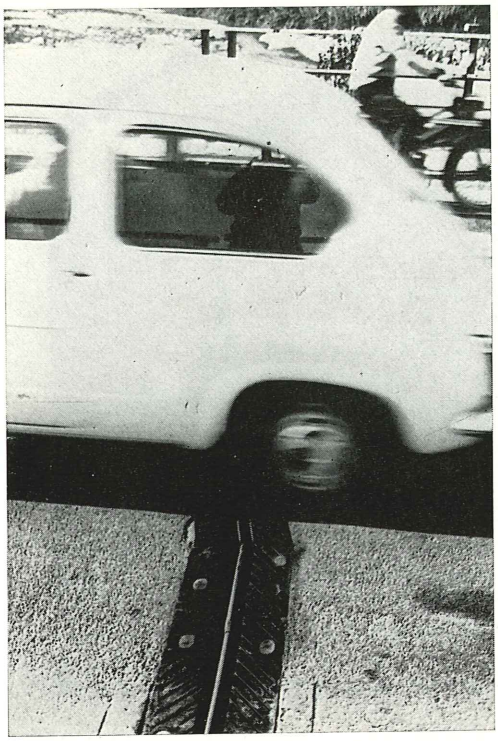
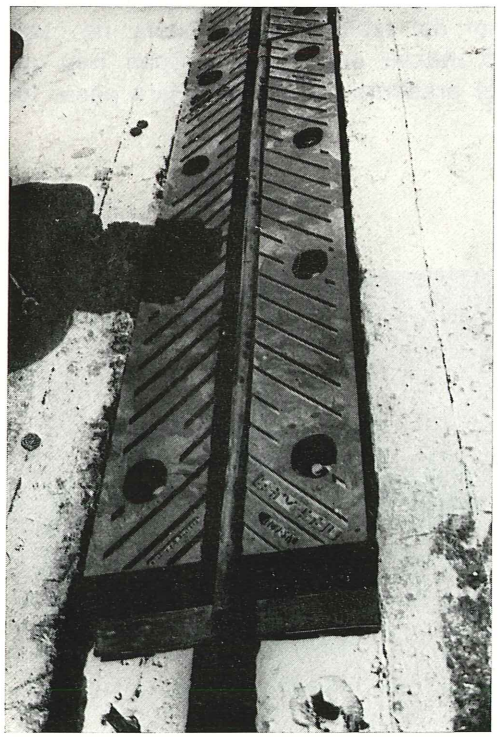


Fig. 21

Fig. 20



La fijación es muy sencilla, pues sólo requiere efectuar unos taladros de 10 cm en el tablero y colocar unos espárragos con una resina epoxi especial. Se atornilla a ella la junta después de pegarla al tablero con otra capa de resina epoxi elástica, y la continuidad de la rodadura es perfecta.

La junta se coloca y sustituye con gran facilidad y ofrece uno de los modelos más eficaces y avanzados en juntas modernas de dilatación.

La ventaja de utilizar junta de neopreno a efectos del tráfico es que, siendo este material elástico y de menos dureza que el asfalto, el paso de las ruedas por la junta se produce sin golpes y suavemente, mientras que con una junta de epoxi o metálica la rueda golpea en un material duro a su paso por la junta, dando mayor sensación de incomodidad.

La figura 21 muestra la junta Fel-Span del puente del Tordera ya colocada y en funcionamiento.

Grandes recintos de hormigón pretensado al servicio de la energía

J. Ph. FUZIER
Ingénieur E. C. P.

INTRODUCCION

Los problemas energéticos figuran entre las principles preocupaciones de los países industrializados, grandes consumidores, cuyas necesidades van creciendo y, por otra parte, de los países en vía de desarrollo que muy a menudo producen en exceso de sus necesidades y disponen así de una fuente importante de beneficios.

Es interesante considerar cómo se utiliza hoy el hormigón pretensado para el beneficio de todos, en la construcción de grandes recintos pretensados.

Entraremos en materia considerando primero las características de las grandes estructuras: recintos nucleares, plataformas de perforación y almacenamiento en alta mar, depósitos de gas natural licuado; luego, las cualidades de los materiales necesarios al hormigón pretensado a las cuales recuren; y, para terminar, los problemas de estudios y construcción particulares que pueden encontrarse.

GENERALIDADES

Se han concebido distintas estructuras de hormigón, sea para la producción de energía: recintos nucleares, plataformas de perforación, centrales térmicas clásicas, chimeneas, refrigerantes atmosféricos; sea para el almacenamiento de energía: depósitos de productos petrolíferos y de gas natural licuado, diques y embalses hidráulicos, tuberías forzadas, tal vez veamos dentro de poco tiempo ciertas estructuras utilizadas para el transporte de esta energía: se estudian actualmente buques de hormigón pretensado para el transporte de gas natural licuado.

Nos limitaremos voluntariamente a los grandes recintos circulares de hormigón pretensado.

Es el caso ideal de utilización de este material y ya en 1941 Freyssinet veía en la realización de grandes cubas circulares «una de las aplicaciones más interesantes, más ventajosas y más fáciles del hormigón pretensado».

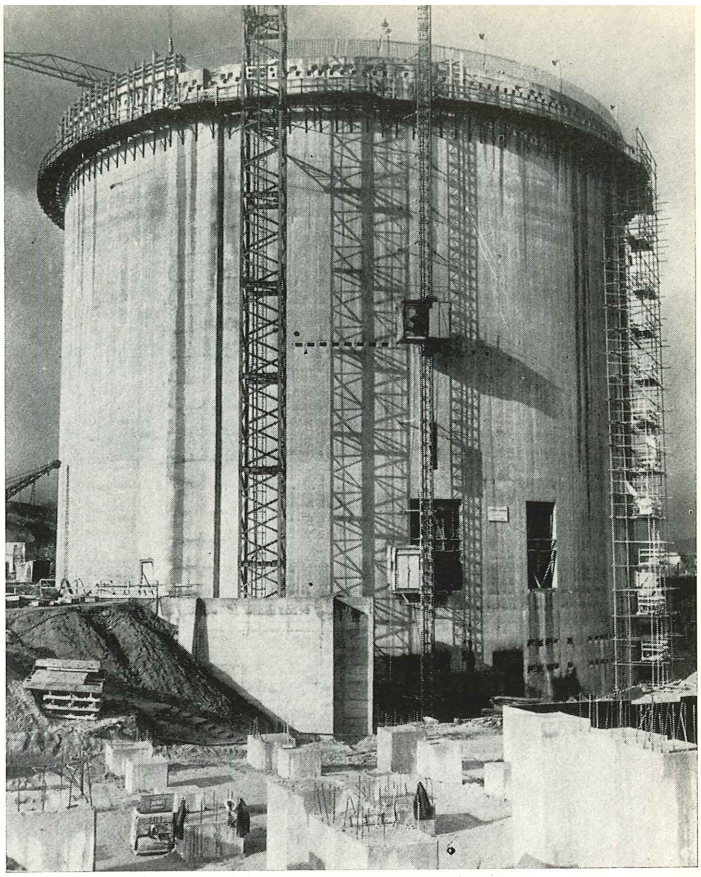
En efecto, el hormigón se pone en tracción a causa de la presión hidrostática o gaseosa según la ley $F = pR$, y el pretensado se opone a esta tracción; la pared queda comprimida y estanca.

LOS RECINTOS NUCLEARES

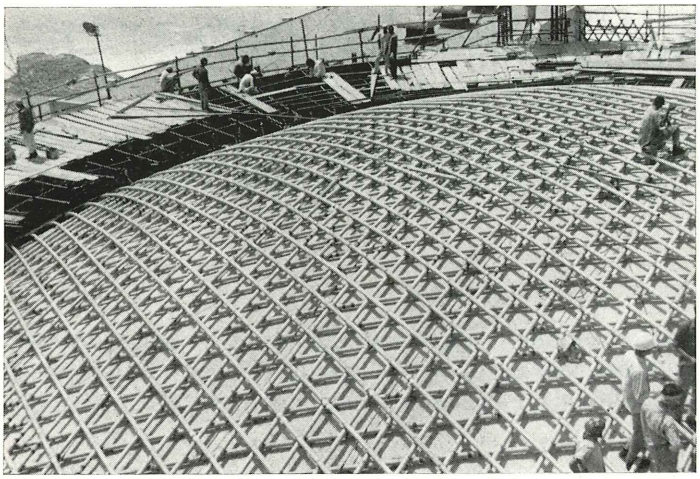
El hormigón pretensado se utilizó por primera vez para los cajones de reactores a base de uranio natural y refrigeración por anhídrido carbónico.

En éstos el anhídrido carbónico se encuentra a alta presión, del orden de 45 a 60 kg/m^2, que el recinto debe soportar quedando estanco. Las primeras realizaciones se llaman: Marcoule en Francia, Oldbury y Wylfa en Inglaterra, Vandellós en España. Lo propio sucede en cuanto a las centrales del tipo HTR, de alta temperatura, hoy en curso de desarrollo (Schmehausen en Alemania).

Recinto pretensado de Brennilis (Francia)



Recinto pretensado de Kanupp (Pakistán). Cableado de la cúpula



Pero si las presiones y las temperaturas al interior de los reactores son importantes, sus dimensiones son relativamente modestas.

— Oldbury: altura = 18,30 m; diámetro = 23,50 m; presión = 27 bar.

— Vandellós: altura = 36 m; diámetro = 19 m; presión = 30 bar.

El tipo de reactores, utilizando sea agua natural y uranio enriquecido o agua pesada y uranio natural, ha dado origen a los mayores recintos: es la generación actual de los PWR tan numerosos en Estados Unidos (112), adoptada igualmente por la mayoría de los países europeos. El primer recinto pretensado de este tipo fue el de Brennilis, en Francia. La unidad de pretensado utilizada era pequeña (12 T 13 Freyssinet), pero se justificaba por el hecho de que la presión interior era sólo de 0,6 kg/cm^2. Desde entonces la presión interior en caso de accidente hipotético de referencia no ha dejado de aumentar hasta alcanzar 5 atmósferas.

Numerosos recintos nucleares de este tipo se encuentran en curso de proyecto o construcción en el mundo. Conviene citar en España:

— Almaraz 1 y 2, Lemóniz 1 y 2, Ascó 1 y 2, Vandellós 2 y 3...

Las dimensiones de estos recintos son muy parecidas. Se trata de un cilindro de 40 a 42 m de ∅ interior y de unos 50 m de altura. Este cilindro está empotrado en una losa que tiene generalmente 2,50 a 3,00 m de espesor y está cerrado por una cúpula esférica en la parte superior.

Las solicitaciones que se ejercen sobre esta estructura resultan de las condiciones de temperatura y de presión provocadas por una ruptura del circuito primario. Se recurre pues a las cualidades de estanqueidad y de resistencia del hormigón pretensado para confinar en el interior del recinto los efluvios radiactivos debidos al accidente. La losa es, por lo general, de hormigón armado; existen, sin embargo, losas pretensadas: Brennilis en Francia, Tihange en Bélgica. La membrana cilíndrica está pretensada vertical y horizontalmente. Los cables horizontales se desvían alrededor de las penetraciones y de los accesos, muy numerosos. Es una de las razones

que condujo a la utilización de unidades de pretensado cada vez más potentes; actualmente se colocan corrientemente cables de 900 y 1.000 t de resistencia a la rotura.

Pero al aumentar las unidades de pretensado, el número de contrafuertes de anclaje lógicamente disminuye de 6 a 4, luego a 3. Hoy, se construye en Bélgica, DOEL III, el primer recinto con 2 contrafuertes en donde se anclan alternativamente cables 37T15 Freyssinet que dan una vuelta completa.

Se ha conseguido incluso la supresión completa de los contrafuertes, utilizando cables helicoidales anclados en ambas extremidades del cilindro (Oldbury).

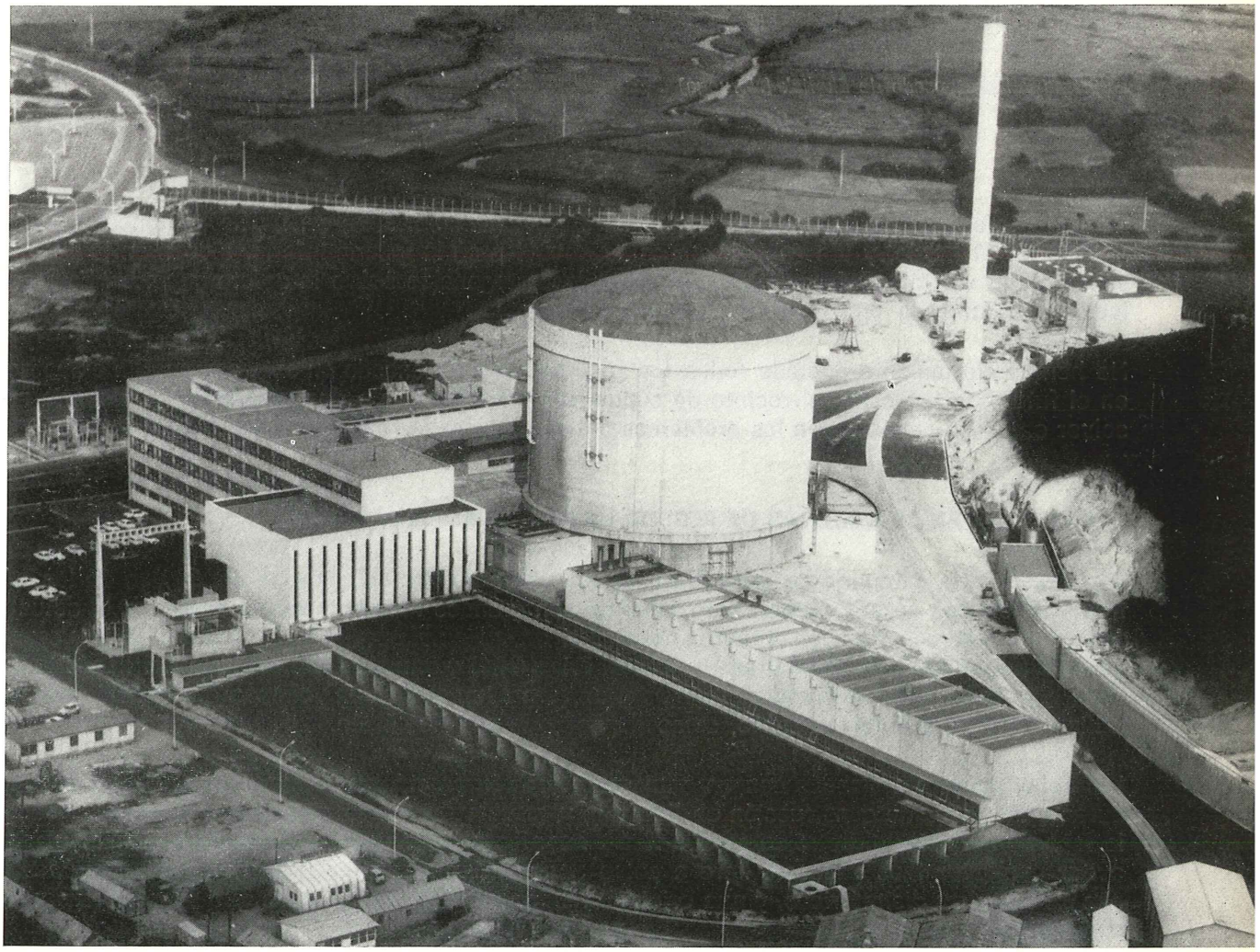
El pretensado de la cúpula ha dado lugar a un gran número de variantes, debido a la dificultad de su ejecución: colocación de las capas de cables cruzadas en la superficie esférica y sobre todo colocación de los anclajes en la viga circular.

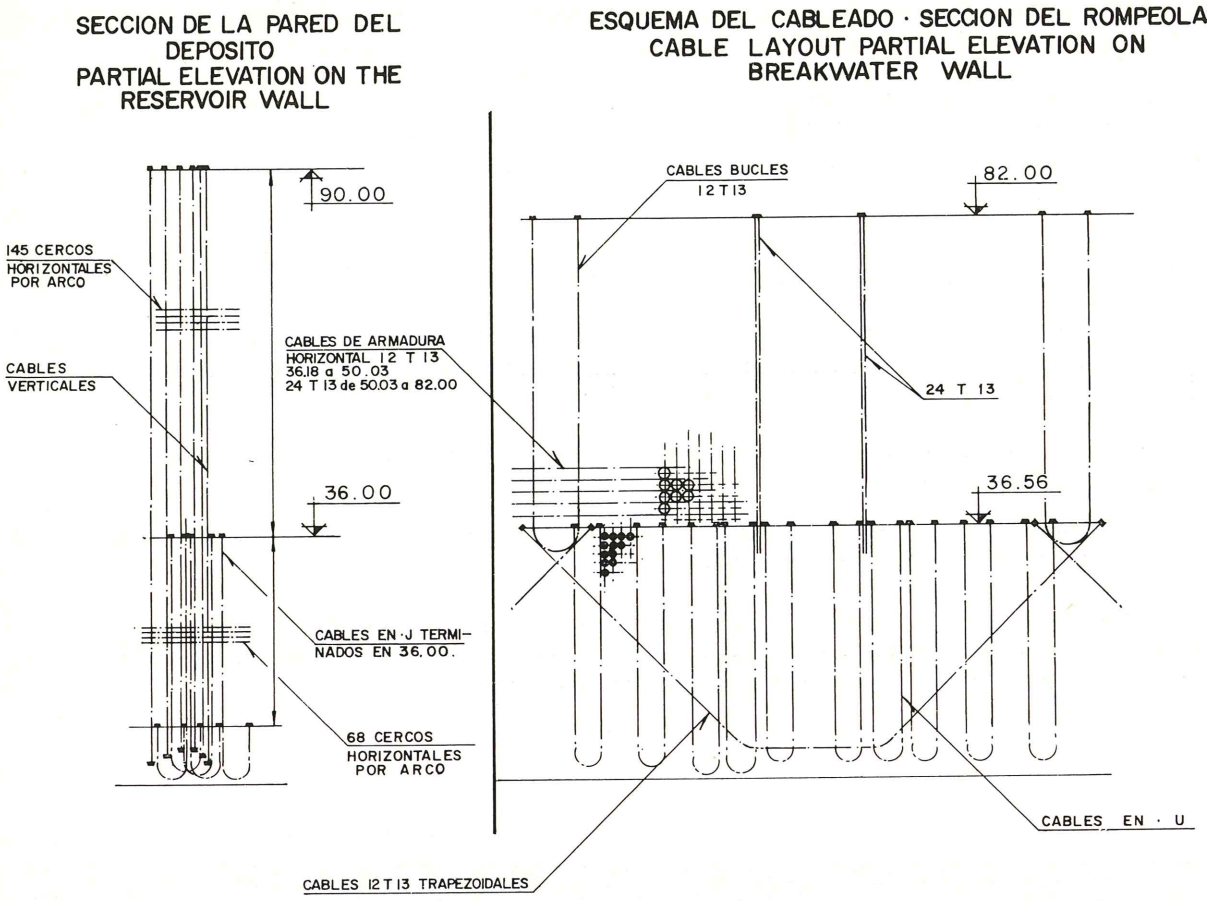
— 2 ó 3 capas de cables superpuestas, con salida en proyección horizontal perpendicular a la viga circular.

— o que están contenidas en planos que giran alrededor de un punto o de un diámetro de la esfera que contiene la cúpula.

Finalmente, una solución comunmente adoptada en el caso de una cúpula esférica consiste en disponer 3 familias de cables superpuestas deducidas una de otra mediante una rotación de 120°, encontrándose cada uno de los cables en un plano vertical.

Recinto pretensado de Brennilis (Francia)





Esquema del pretensado de Ekofisk (Noruega)

Es también esta dificultad la que originó la cúpula semi-esférica; ya no hay entonces ningún anclaje en el borde, y los cables verticales anclados en la galería inferior siguen en la cúpula, en un plano vertical, y forman 2 capas cruzadas ortogonales sobre la esfera superior. Esta solución fue utilizada en Trojan, en Estados Unidos.

No hemos ciertamente agotado todos los recursos del pretensado en este campo. Sin embargo, en el futuro, la solución del recinto de cúpula semi-esférica y de dos contrafuertes debería resolver en forma satisfactoria los problemas planteados por la realización de tales recintos.

LAS PLATAFORMAS MARINAS DE PERFORACION Y ALMACENAMIENTO

Se trata de otra categoría de estructura; su función y su implantación se distinguen de las estructuras citadas anteriormente, pero también son grandes recintos. Varios están en la actualidad en curso de construcción, 4 fueron colocados en su emplazamiento de trabajo, 3 el verano de 1975 (Mobil Beryl A, Shell Brent B, y Total Frigg DP1) y uno en 1973: se trata del depósito de EKOFISK. Todas esas estructuras requieren en forma imperativa un volumen de flotación que se utilizará por lo general, después, como depósito de petróleo bruto.

Las solicitaciones aplicadas son en este caso también presiones: primero presiones exteriores durante las fases de construcción en flotación y remolcado, luego presiones interiores durante la fase de servicio: el petróleo se almacena, en efecto, bajo una ligera presión con el fin de evitar cualquier fase gaseosa. Pero a estas acciones permanentes deben agregarse las acciones de las olas, disimétricas, y que originan flexiones en las membranas que constituyen estas estructuras.

El depósito de EKOFISK es un excelente ejemplo de este tipo de recintos: 165.000 m^3 de petróleo bruto están almacenados en los 9 compartimentos de la estructura. La base está constituida por un cajón alveolado de 6 m de altura. Las membranas cilíndricas están empotradas en este cajón: tienen 90 m de altura, 50 cm de espesor y un radio de 10,50 m. El techo del depósito está constituido, como la base, de un sistema de losas y vigas.

Ambos están pretensados. La membrana está pretensada horizontal y verticalmente. A diferencia de los recintos nucleares, en este caso, los cables horizontales se anclan en el interior, en los nudos de intersección de cada uno de los diafragmas. Los cables verticales están anclados en la base y el techo. Sin embargo, como no se podía acceder durante la construcción a la base de la estructura, bajo el agua, los cables se curvaron sobre un radio muy pequeño (1,0 a 1,50 m) en la parte inferior.

LOS DEPOSITOS DE GAS NATURAL LICUADO

Se trata también de estructuras cilíndricas de débil espesor pero sometidas a la presión hidrostática de un gas licuado. No se diferencian mucho de los depósitos de agua clásicos: una solera sobre la cual están empotrados una pared cilíndrica y una cúpula. Existen estructuras de muy gran capacidad en Estados Unidos: actualmente, se hacen estudios y ofertas para capacidades de 120.000 y 130.000 m^3. En España se pueden citar 2 depósitos de 47.000 m^3, en Barcelona.

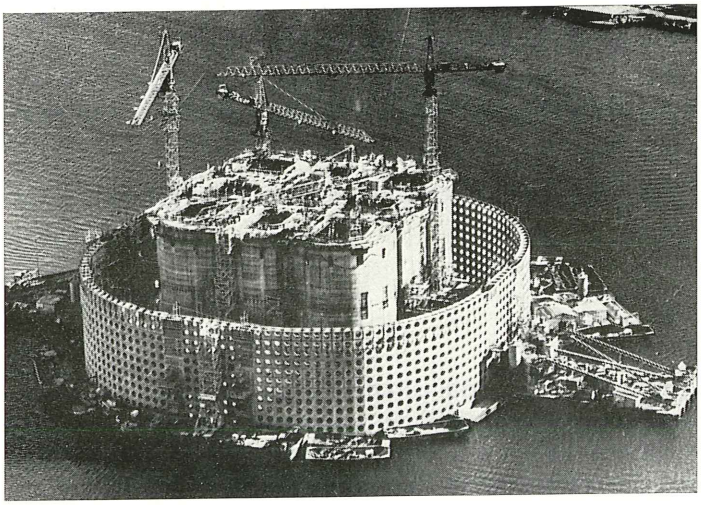
La particularidad de tales estructuras reside por supuesto en la naturaleza del producto almacenado: el gas natural licuado es estable, a la presión atmosférica, con una temperatura de — 165°C. Se aislará, pues, térmicamente del exterior. Dos casos pueden presentarse: el aislante se encuentra entre el revestimiento estanco y la estructura resistente de hormigón pretensado, que está entonces «caliente», o bien la estructura resistente está entre el revestimiento estanco y el aislante: el hormigón está entonces frío. Se recurre de nuevo a las cualidades de resistencia y de estanqueidad del hormigón pretensado, y esto, sometido a temperaturas sumamente bajas.

PROBLEMAS ESPECIFICOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCION QUE SE PRESENTAN EN ESTOS GRANDES RECINTOS

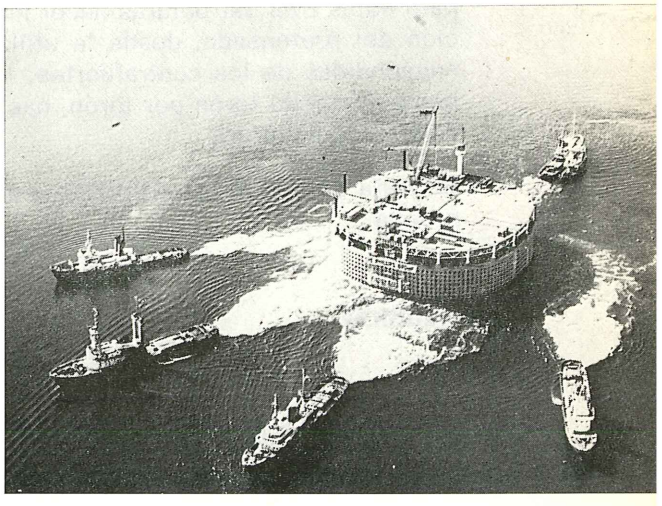
Tratándose de un tema tan amplio no es posible entrar en los detalles de diseño, cálculo y métodos de construcción utilizados para estos grandes recintos. Sin embargo, cabe mencionar algunos:

a) *Empotramiento:* La unión de la pared con la base es uno de los problemas más importantes del estudio de un recinto. Por razones de construcción y de estanqueidad se tiende actualmente a emplear un empotramiento en la base, sabiendo que entonces ya no se puede adop-

Construcción del depósito de Ekofisk



Remolcado del depósito de Ekofisk



tar un criterio de diseño puramente elástico. Se ha intentado el reducir los momentos secundarios de varias formas: una de las soluciones consiste en prever una junta circular en la base, al pie de la pared. Se hace a continuación un pretensado parcial de la pared: como no está retenida por la base se desplaza libremente sin engendrar flexión alguna; se hormigona a continuación la junta y se procede luego a la segunda fase de pretensado.

La solución adoptada para el depósito de EKOFISK es distinta: la forma de las vigas de la base y la presencia de una losa deformable que desempeña el papel de apoyo elástico en la cota + 6, han permitido realizar un empotramiento progresivo de la pared sin tensiones excesivas, tanto menos que, durante la flotación, la misma base está sometida a fuertes compresiones que atenúan las diferencias de deformación que originan momentos de empotramiento en la pared.

b) *Gradiente térmico:* En los tres grandes tipos de recintos que hemos visto, la temperatura interior es distinta de la temperatura ambiente exterior. En el caso de los recintos nucleares y de los depósitos de gas natural licuado, se trata de condiciones accidentales pero habrá, en ambos casos, que contener en tal situación el gas o el líquido peligroso. Por otra parte, se trata de temperaturas extremas de + 140° C para los recintos nucleares, de −165° C para los depósitos de gas natural licuado (GNL). En el caso de las plataformas depósitos en el mar, el petróleo bruto se encuentra a + de 40° C, aproximadamente, y se trata de una situación permanente. La consideración de tales efectos ya no es del terreno elástico. En una pared trabada en su contorno, la presencia de un gradiente térmico crea un momento hiperestático, proporcional al gradiente y a la rigidez de la pared. Cuando esta reacción es más fuerte que la resistencia de la sección, la fisuración aparece en el exterior en el caso de recintos nucleares y en el interior en el caso de los depósitos de gas natural licuado y aumenta hasta el momento en que se igualan, el momento engendrado y la resistencia opuesta por la sección. La fisuración reduce, efectivamente, la inercia de la sección y lleva consigo, al mismo tiempo, una disminución de la acción hiperestática y de la resistencia, tendiendo a un equilibrio por relajación.

La situación es aún más compleja si se deben tener en cuenta flexiones ya existentes en la pared.

c) *Ovalización:* Este efecto es característico de las membranas curvas sometidas a acciones disimétricas (olas por ejemplo). El estudio de los fenómenos de ovalización es particularmente importante en el caso de recintos sometidos a presiones hidrostáticas exteriores muy fuertes en los que pueden temerse riesgos de pandeo. Ligeras inexactitudes geométricas encontradas en la parte baja de las paredes circulares de EKOFISK y debidas probablemente a imperfecciones del encofrado deslizante nos llevaron a fectuar un análisis más fino de las deformaciones bajo carga, integrando así los efectos secundarios debidos a estas excentricidades.

d) *Construcción:* En cuanto a los métodos de ejecución, se podría mencionar el gran interés de la técnica del encofrado deslizante para los depósitos, interés menos evidente para los recintos nucleares a causa del gran número de penetraciones. Pero conviene sobre todo para estas tres estructuras hacer hincapié sobre la alta tecnicidad requerida para la ejecución del pretensado, desde la utilización de plataformas de enfilado y de tesado sujetas o suspendidas de los contrafuertes; los métodos de enfilado de cables de grandes dimensiones empujando torón por torón, hasta las técnicas de tesado e inyección de los cables verticales de gran altura.

Se trata de problemas comunes a estos grandes recintos y que requieren una técnica a toda prueba.

CONCLUSION

Los servicios prestados por el hormigón pretensado en este campo tan importante y precioso de la energía son inmensos y falta mucho para que sean agotados. ¿Cuándo veremos un buque de hormigón pretensado transportando gas natural licuado, o una central nuclear marina, construida en flotación y encallada mar adentro? La respuesta es quizás para mañana.

591-9-33

La problemática del postensado en los edificios de contención de las Centrales Nucleares

ALBERTO VIVES E.
Ingeniero Civil por la Universidad de Chile

1. GENERALIDADES

En la presente comunicación me voy a referir a la problemática que surge en torno a la utilización del sistema Freyssinet, en la construcción del edificio que contiene el Reactor de la Central Nuclear de Ascó.

Este es un edificio de características singulares y diferente de las obras pretensadas corrientes, tanto por la magnitud como por la función que desempeña y el riesgo que significaría un fallo en su proyecto y/o construcción.

2. DESCRIPCION DEL EDIFICIO

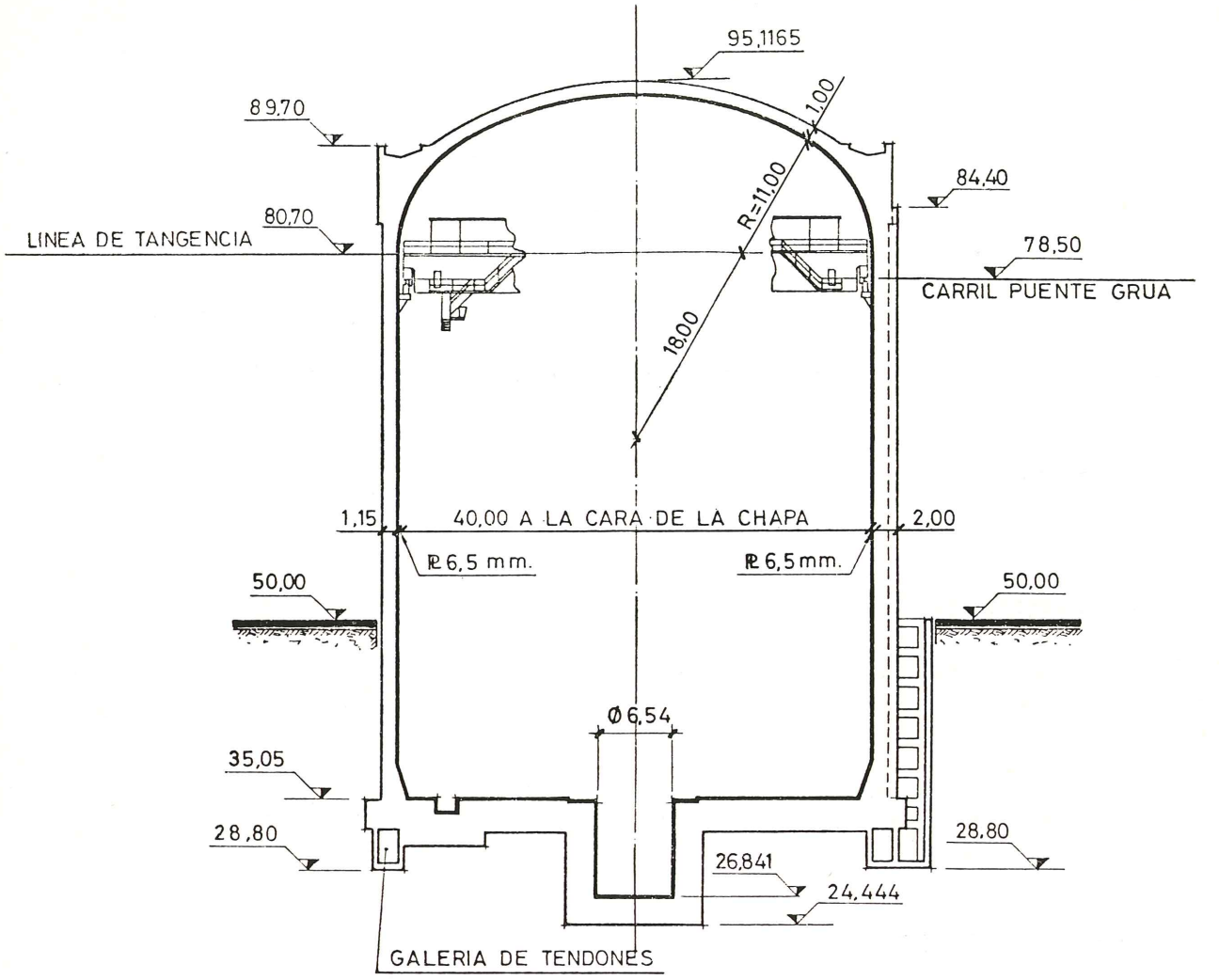
En forma breve describiré este edificio llamado en el proyecto «Edificio de Contención» y es el que corresponde a la Central Nuclear de Ascó.

2.1. FORMA

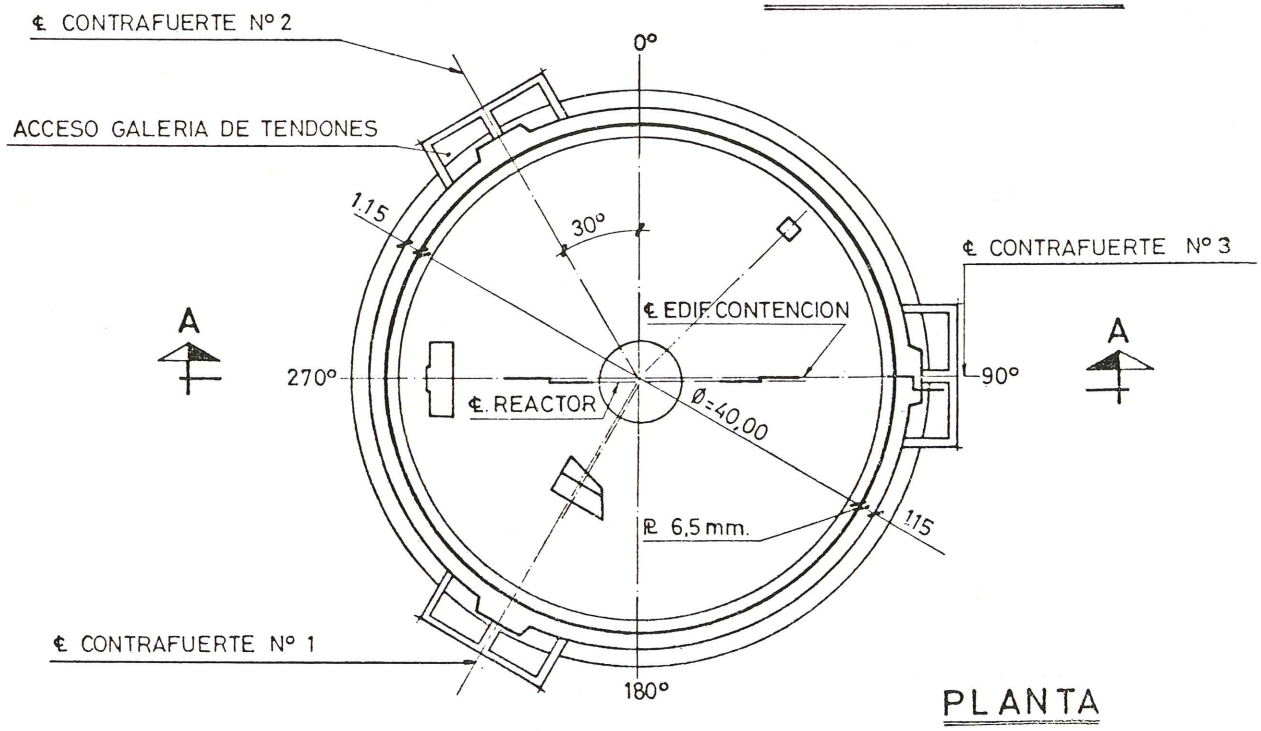
La configuración general y las dimensiones del edificio se muestran en los esquemas de la figura 1. Es un cinlindro vertical recto de hormigón con una losa de cimentación esencialmente plana y un techo en forma de cúpula tórico-esférica, con un anillo de refuerzo más arriba del arranque de la cúpula. La losa de cimentación tiene una cavidad para el reactor. Bajo la base está habilitada una galería circular continua, con tres accesos, para la instalación e inspección de los anclajes inferiores de los tendones verticales. Por la parte exterior del manto cilíndrico hay tres contrafuertes, separados 120°, habilitados para el anclaje de los tendones horizontales.

2.2. DIMENSIONES GENERALES (fig. 1)

	Metros
Diámetro interior del cilindro	40,00
Espesor de los muros	1,15
Espesor de la base	2,75
Espesor de la cúpula	1,00
Canto del anillo de la cúpula	6,60
Altura del muro, desde la parte superior de la base hasta el anillo	48,00
Altura total, desde la parte superior de la base hasta la cúspide de la cúpula	60,00



SECCION POR A-A



PLANTA

Fig. 1

Todo el paramento interior de la base, manto cilíndrico, cavidad y cúpula tiene una chapa protectora de acero de 6 mm, soldada y fijada al hormigón, para que sirva de barrera primaria antifugas y proporcione una estructura rigurosamente estanca, frente a cualquier accidente que pudiese ocurrir.

El edificio terminado tendrá alrededor de 3.000 m^3 de hormigón y pesa completo aproximadamente 100.000 t.

3. **PROYECTO**

3.1. GENERALIDADES

El proyecto ha sido realizado por BECHTEL CORP. de Estados Unidos, en colaboración en el cálculo con INGENIERIA ESPAÑOLA (OIP).

Bechtel tiene su gran oficina de proyecto en Norwalk (Los Angeles), y la de métodos constructivos en San Francisco de California.

En el emplazamiento de la obra existe la Dirección de Obra de la Propiedad, que tiene un grupo de Ingeniería Civil en Obra, al cual pertenezco, y que coordina el proyecto con la ejecución.

Central Nuclear de Farley (USA). Fases de construcción del contenedor.

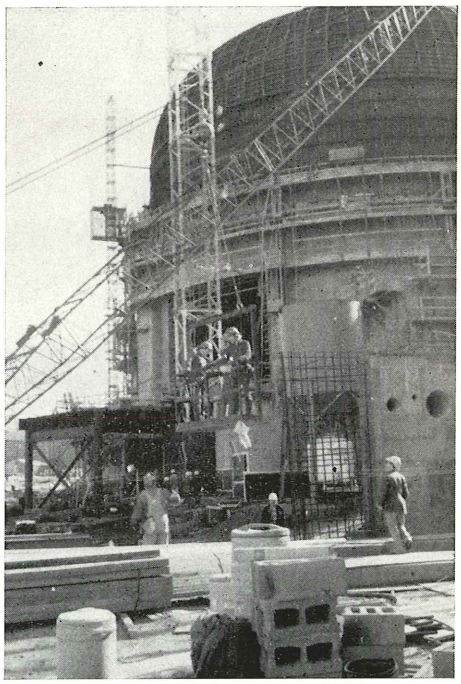


Foto 1. Vista parcial de la planta J. M. Farley (USA)

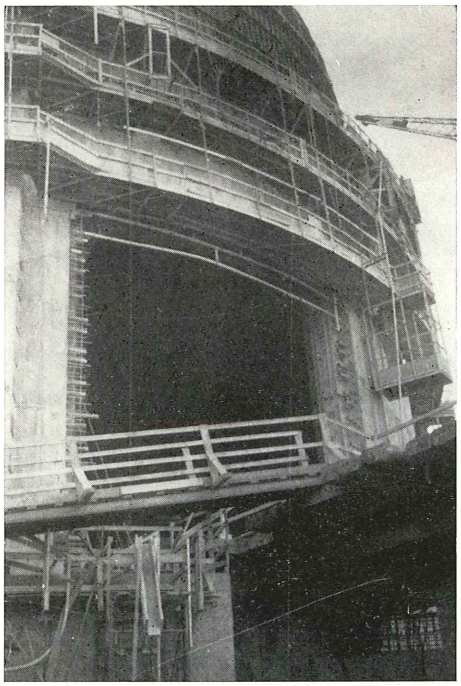


Foto 2. Abertura provisional de entrada de equipo.

El proyecto tomó como central de referencia, la planta J. M. Farley Nuclear Power Station, situada en Dothan (Alabama, USA) (fotos 1 a la 13, ambas inclusive).

Las etapas de un proyecto de esta magnitud son complejas y emocionantes.

La complejidad es inherente al tipo de proyecto y a la complicación que le impone un proyecto realizado en Estados Unidos y que toma en cuenta casi exclusiva y restrictivamente su tecnología. Lo emocionante, viene del esfuerzo y de las luchas para demostrar que la tecnología española es capaz de realizar la obra con éxito, utilizando recursos nacionales y muchas veces diferentes de los propuestos y exigidos.

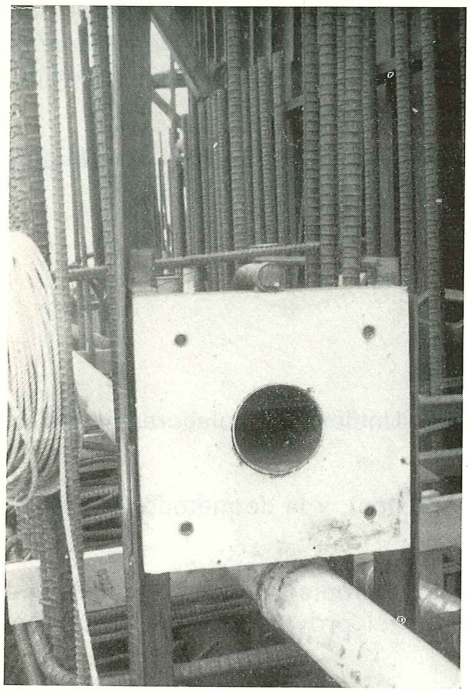


Foto 3. Placa de anclaje colocada en un contrafuerte.

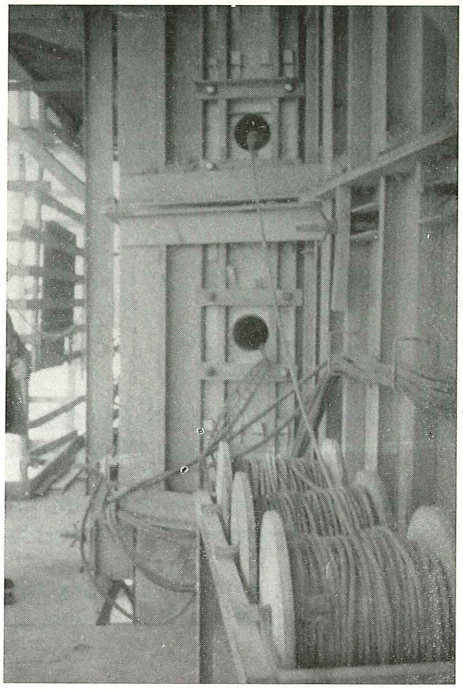


Foto 4. Encofrado de un contrafuerte con sus placas de anclaje, y el sistema de control de las vainas que se usa durante el hormigonado.

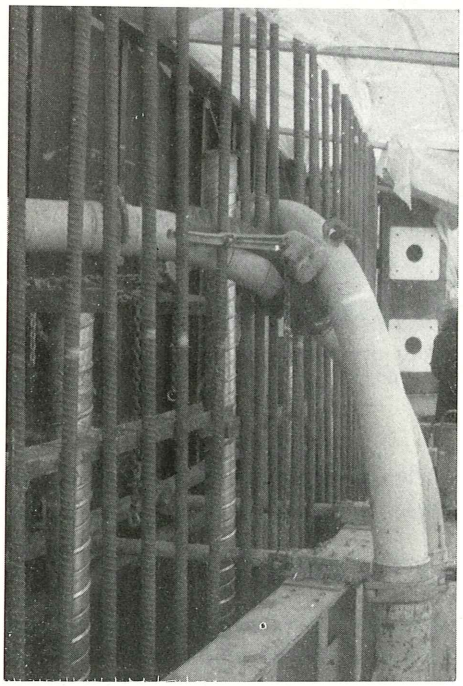


Foto 5. Disposición de las tuberías de las bombas para hormigonado de las paredes. Se pueden ver las vainas verticales.

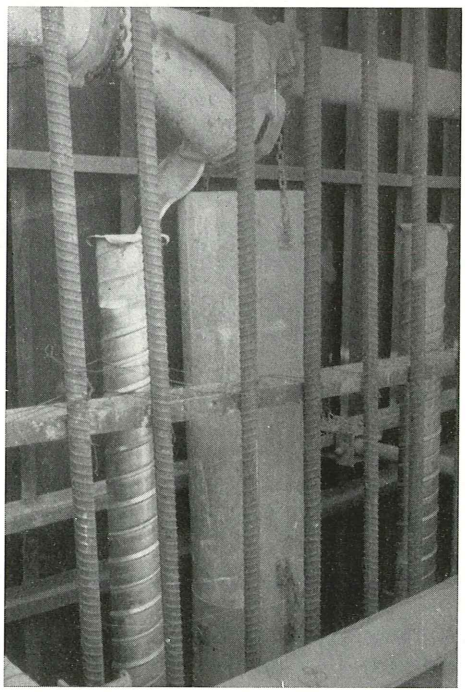


Foto 6. Detalle de las tuberías

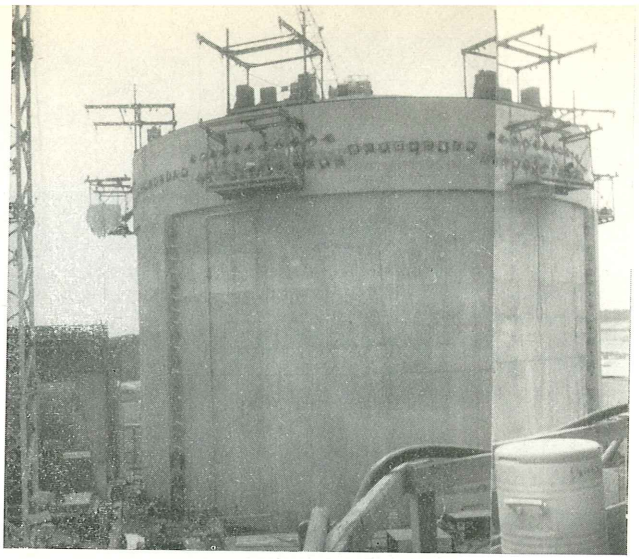


Foto 7. Vista de conjunto del edificio de contención

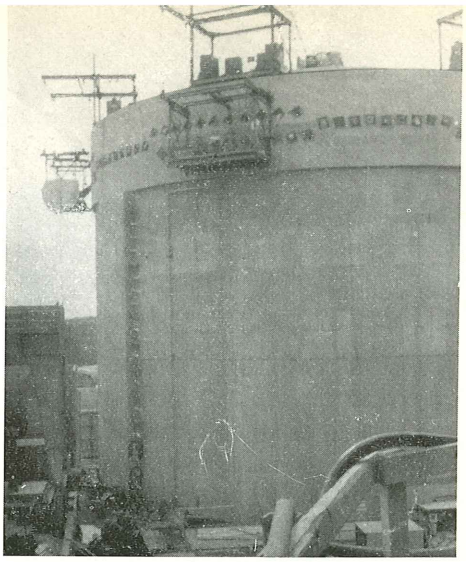


Foto 8. Vista de los anclajes en el anillo superior, y algunos tendones en el contrafuerte ya tensados y engrasados

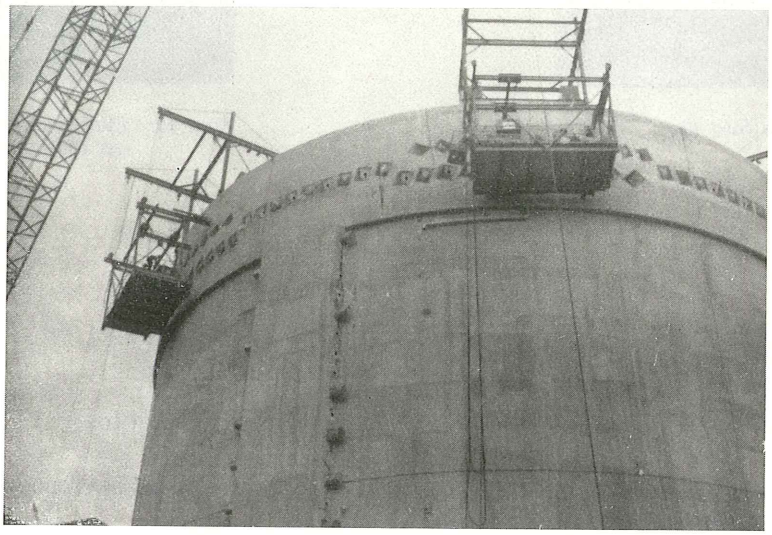


Foto 9. Detalle anillo superior.

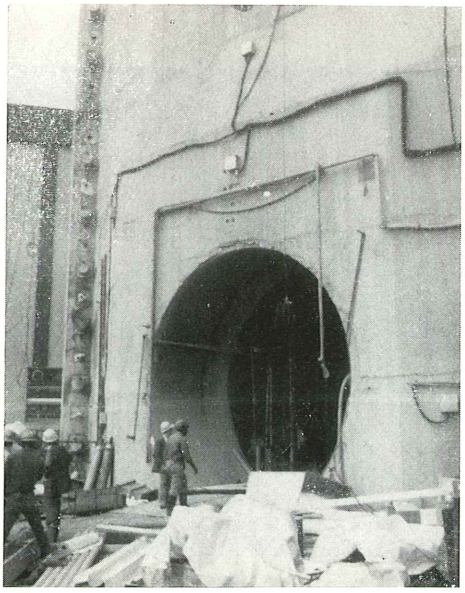


Foto 10. Entrada equipo.

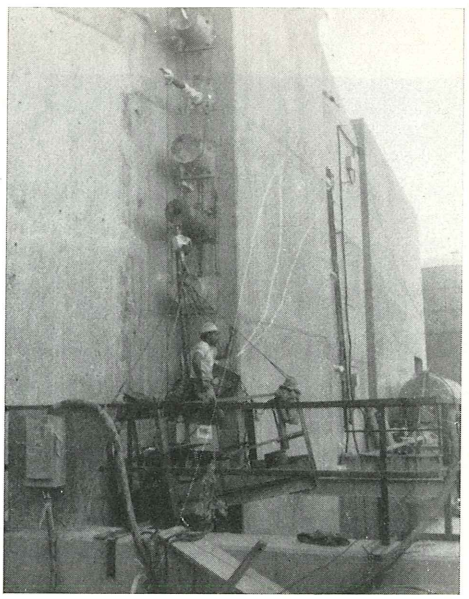


Foto 11. Cables y caperuzas en el contrafuerte.

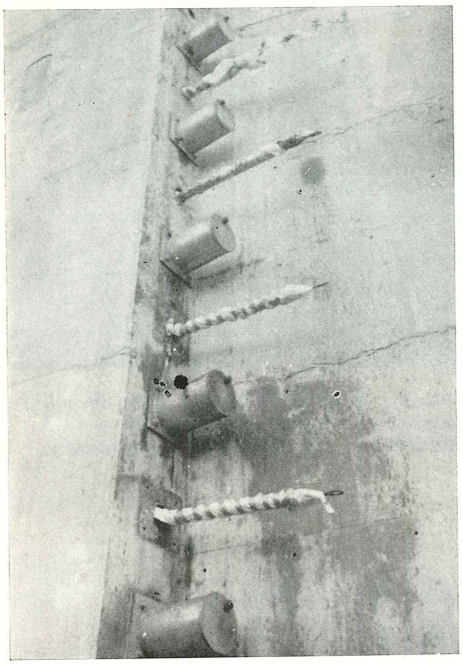


Foto 12. Detalle de la foto 11.

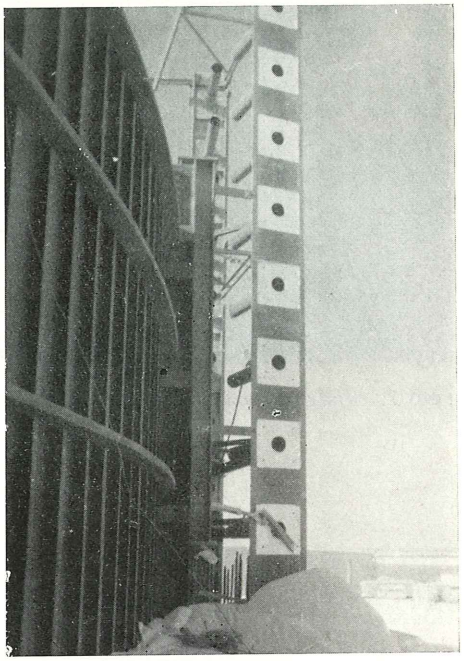


Foto 13. Montaje de las placas de anclaje en los contrafuertes.

3.2. CARACTERISTICAS DEL PROYECTO

Las características del proyecto en líneas generales son las siguientes:

La losa de cimentación es de hormigón reforzado con armadura de acero corrugado, no pretensado, de alta resistencia (fotos 14, 15 y 16).

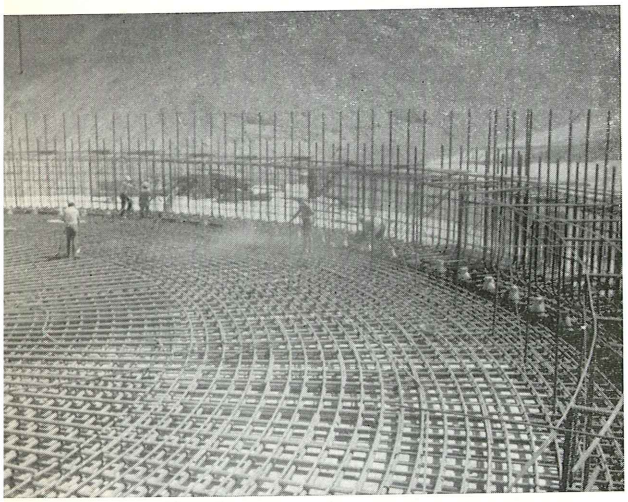


Foto 14. Armadura inferior de la base de fundación con las placas de anclaje y trompetas de los tendones verticales colocados.

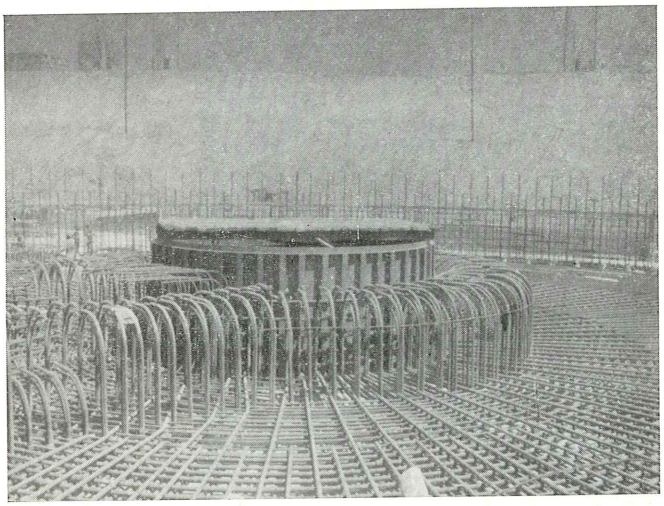


Foto 15. Detalle de la armadura de la base

El muro cilíndrico y la cúpula son de hormigón superreforzado con armaduras activas y pasivas de acero corrugado de alta resistencia. El muro y la cúpula serán postensados con tendones de acero de alta resistencia.

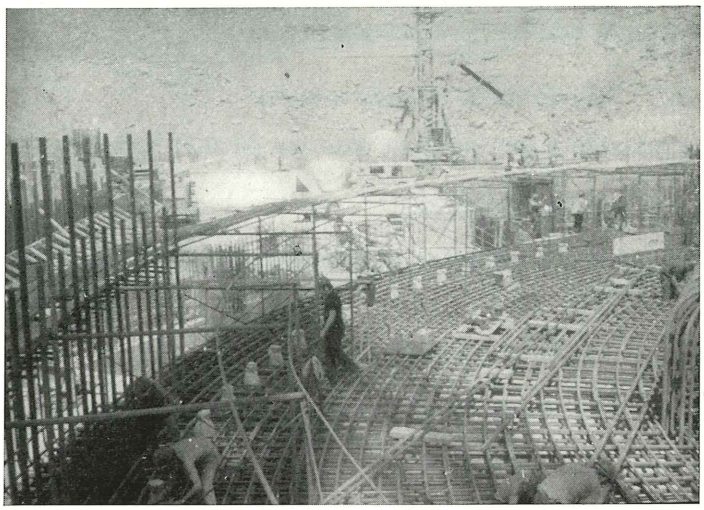


Foto 16. Detalle de las armaduras de la base

3.3. SOLICITACIONES

El edificio de contención, está proyectado para todas las condiciones posibles de carga, incluyendo las cargas normales, cargas durante el accidente de pérdida del refrigerante (LOCA), cargas de prueba y cargas debidas a condiciones ambientales desfavorables.

3.3.1. *Carga permanente*

Consiste en el peso de los muros del hormigón, de la cúpula, de la base de cimentación y de las estructuras internas. La carga de maquinaria indicada por los fabricantes.

3.3.2. *Sobrecargas*

Las que corresponden a las diversas zonas de operación por la maquinaria, productos, personal, etcétera.

3.3.3. *Acción del postensado*

Está considerado como una sobrecarga.

3.3.4. *Acción sísmica*

Como acción sísmica se considera en el emplazamiento un terremoto básico de funcionamiento (OBE) cuya aceleración horizontal en la superficie del terreno es de 0,07 g. Para comprobar que no se pierde la integridad requerida, se aplicará un terremoto básico de proyecto (DBE) con una aceleración horizontal en la superficie del terreno de 0,13 g. Para el cálculo dinámico se usaron las curvas de un determinado espectro.

3.3.5. *Acción térmica durante el funcionamiento*

Se considera un determinado gradiente de temperatura durante un funcionamiento normal, teniendo en cuenta una temperatura en la superficie exterior del hormigón de $-6{,}6°$ C y una temperatura en la cara interior de $48{,}8°$ C.

3.3.6. *Acción del accidente de pérdida del refrigerante (LOCA)*

La presión y temperaturas mínimas del proyecto serán superiores a las más altas, presión y temperatura que se presentan como consecuencia del vaciado total del refrigerante del reactor,

a través de cualquier rotura en el sistema de refrigeración, e incluso la rotura de una tubería del refrigerante. Hay también otras fuentes de energía adicional que contribuyen a la variación de presión y temperatura.

Las variaciones de presión resultantes por estas causas son la base para definir la presión de proyecto, que se ha considerado de 3,8 kg/cm^2.

3.3.7. *Acción de la presión exterior*

Se considera una presión exterior de 0,21 kg/cm^2.

3.3.8. *Acción del viento*

La acción del viento es la determinada por la norma MV-101-1962 y que le corresponde el valor de 125 kg/m^2.

3.3.9. *Prueba de resistencia*

El edificio se someterá a una prueba de presión con aire a 1,15 veces la presión de diseño.

3.3.10. *Durabilidad*

Se exige una plenitud de capacidad resistente por 40 años.

3.3.11. *Otras solicitaciones*

Hay también que tener en cuenta que durante la construcción y antes de iniciar la cúpula, hay que colocar la grúa polar y entrar la vasija del reactor a través de una gran abertura dejada en el muro.

3.4. BASES DEL PROYECTO

Para obtener el grado de seguridad necesario se obtendrá la resistencia del edificio, en tensiones admisibles y en roturas para diversas combinaciones de cargas. El edificio será examinado respecto a la resistencia, naturaleza y magnitud de la fisuración, deformación y alcance de la corrosión para asegurar una adecuada ejecución. Está proyectado para cumplir los requisitos de ejecución y de resistencia, bajo las siguientes condiciones:

a) antes del postensado

b) durante el postensado

c) en el postensado mantenido (condiciones de funcionamiento)

d) con las cargas de proyecto

e) con cargas mayoradas

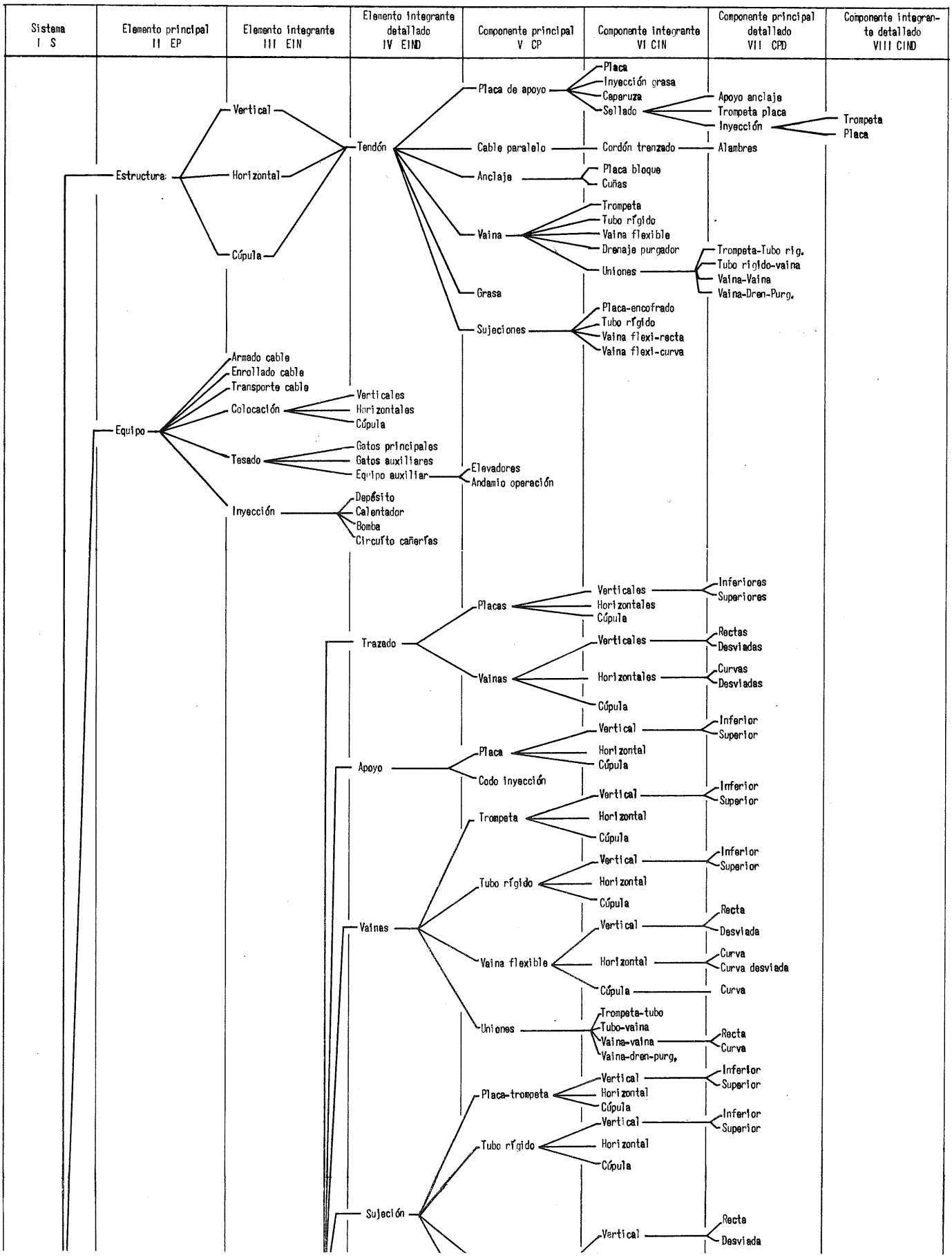
Se ha tomado de base el código ACI 318-63.

La condición d) se llama la de diseño básico de cargas de trabajo y establece cuatro casos de combinaciones de cargas, para tomar en cuenta todas las situaciones posibles de construcción, funcionamiento, accidente, parada prolongada y sismo.

La condición e) se usa en este proyecto como un medio para hacer una evaluación racional de los factores individuales, que deben considerarse para asegurar que el comportamiento de la estructura respecto a cargas y deformaciones es aún elástico y con bajas deformaciones y para asegurar un margen de seguridad adecuado. Esta seguridad puede resumirse en los siguientes cuatro puntos:

— Seguridad de que el edificio tendrá la capacidad para soportar las cargas debidas a las presiones, por lo menos 50 % mayores que las calculadas para el accidente LOCA, únicamente.

DIAGRAMA SINOPTICO SISTEMA POSTENSADO DEL CONTENEDOR



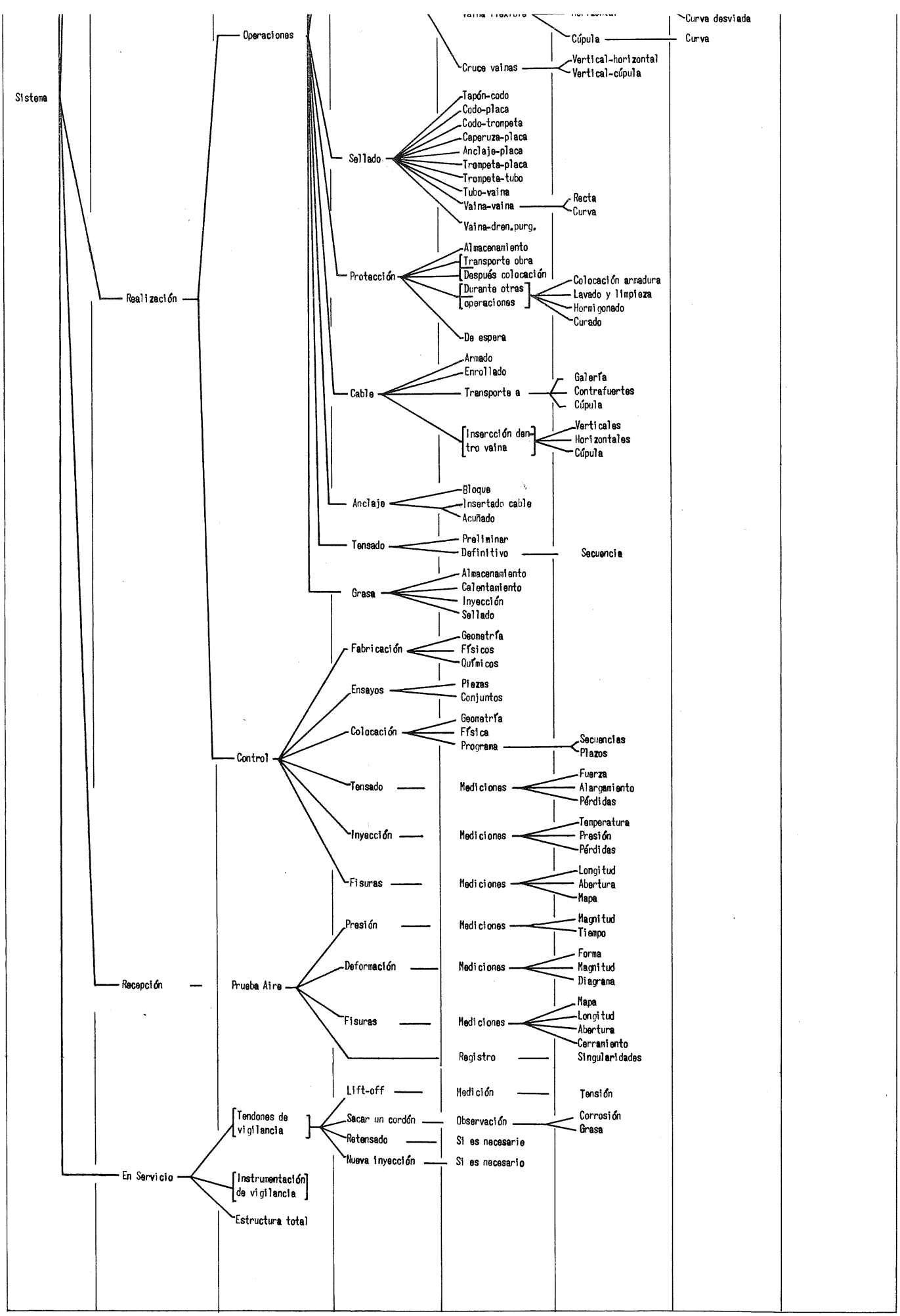

Sistema
Realización
Operaciones
Vaina flexible
Curva desviada
Cúpula
Curva
Cruce vainas
Vertical-horizontal
Vertical-cúpula
Sellado
Tapón-codo
Codo-placa
Codo-trompeta
Caperuza-placa
Anclaje-placa
Trompeta-placa
Trompeta-tubo
Tubo-vaina
Vaina-vaina
Recta
Curva
Vaina-dren.purg.
Protección
Almacenamiento
Transporte obra
Después colocación
Durante otras operaciones
Colocación armadura
Lavado y limpieza
Hormigonado
Curado
De espera
Cable
Armado
Enrollado
Transporte a
Galería
Contrafuertes
Cúpula
Inserción dentro vaina
Verticales
Horizontales
Cúpula
Anclaje
Bloque
Insertado cable
Acuñado
Tensado
Preliminar
Definitivo
Secuencia
Grasa
Almacenamiento
Calentamiento
Inyección
Sellado
Control
Fabricación
Geometría
Físicos
Químicos
Ensayos
Piezas
Conjuntos
Colocación
Geometría
Física
Programa
Secuencias
Plazos
Tensado
Mediciones
Fuerza
Alargamiento
Pérdidas
Inyección
Mediciones
Temperatura
Presión
Pérdidas
Fisuras
Mediciones
Longitud
Abertura
Mapa
Presión
Mediciones
Magnitud
Tiempo
Recepción
Prueba Aire
Deformación
Mediciones
Forma
Magnitud
Diagrama
Fisuras
Mediciones
Mapa
Longitud
Abertura
Cerramiento
Registro
Singularidades
Lift-off
Medición
Tensión
Tendones de vigilancia
Sacar un cordón
Observación
Corrosión
Grasa
Retensado
Si es necesario
Nueva inyección
Si es necesario
En Servicio
Instrumentación de vigilancia
Estructura total

Fig. 3

— Seguridad de que el edificio tendrá la capacidad para soportar cargas, por lo menos 25 % mayores a las correspondientes al accidente LOCA, en coincidencia con el OBE (Sismo básico).

— Seguridad de que el edificio tendrá la capacidad para soportar cargas sísmicas por lo menos 25 % mayores que las correspondientes al OBE, en coincidencia con la rotura de cualquier tubería.

— Seguridad de que el edificio tendrá la capacidad para soportar ya sean las cargas debidas al accidente LOCA o a la rotura de cualquier tubería coincidente con el DBE (sismo de proyecto).

3.5. EXIGENCIAS DE PROYECTO PARA EL SISTEMA DE POSTENSADO

Estas exigencias de proyecto están expresadas en los planos correspondientes y en una especificación especial.

3.5.1. *Configuración*

La configuración de los tendones en la cúpula se basará en un sistema triple, consistente en tres grupos de tendones girados 120° uno respecto al otro, y los tendones de cada grupo estarán situados en planos verticales paralelos. El muro cilíndrico vertical estará formado por un sistema de tendones verticales y otro de tendones horizontales (zunchos). Los tendones horizontales se colocarán según un sistema de 240° en el que tres tendones forman dos anillos completos utilizando tres contrafuertes para anclar los tendones. En general, la distancia centro a centro de tendones no será mayor de 1,20 m ni inferior a 0,31 m.

El sistema de tensado debe tener anclajes fuera de la estructura y debe ser proyectado de forma que el acero de tensado pueda instalarse y postensarse después de que se haya completado el hormigonado y que puedan controlarse los tendones durante todo el tiempo de vida de la central (40 años). Radio mínimo de curvatura de los tendones: 9,20 m.

La protección anticorrosiva durante los 40 años de vida de la central se conseguirá rellenando las vainas con un material protector anticorrosivo a base de petróleo, después de tesar los tendones.

3.5.2. *Pérdidas del postensado*

Se evaluarán con un grado de precisión razonable y tendrán en cuenta para el proyecto las pérdidas de tensión debidas a los efectos siguientes:

a) Asentamiento del anclaje.
b) Acortamiento elástico del hormigón.
c) Fluencia del hormigón.
d) Retracción del hormigón.
e) Relajación del acero del postensado.
f) Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencionada o no de los tendones.

3.5.3. *Nivel de postensado*

El nivel de postensado efectivo después de consideradas todas las pérdidas será el siguiente para cada caso:

a) Tendones de la cúpula ... ... 690 t/m
b) Tendones verticales ... ... 470 t/m
c) Tendones horizontales... ... ... 940 t/m

3.5.4. *Durabilidad*

La condición de durabilidad queda reflejada en exigencias sobre los materiales componentes, muy rigurosas, y su idoneidad tiene que ser demostrada y documentada según los procedimientos rigurosísimos de Garantía de Calidad y de las exigencias de la J.E.N. (Junta de Energía Nuclear).

4. EL SISTEMA ADOPTADO

La Propiedad eligió para realizar el postensado, el Sistema Freyssinet. Este sistema no había sido usado antes por Bechtel Corp. Esto ha conducido a tener que hacer demostraciones de idoneidad del sistema a través de estudios teóricos, de informes de obras realizadas, cálculos analíticos y una larga serie de ensayos y pruebas.

4.1. EL PROYECTO FREYSSINET (S.T.U.P., fig. 2)

Para darse cuenta de la complejidad y magnitud del proyecto se incluye un cuadro-diagrama de las actividades y componentes que contiene (fig. 3).

Las características de este proyecto en forma general son los siguientes:

Elección del tendón 37T15 como elemento único, formado por 37 cordones paralelos de 0,6 de pulgada (15,24 mm) y cada cordón por 7 alambres trenzados; vainas flexibles de 130 mm de ∅, tubo rígido de 139 mm de ∅ y de largo variable aprox. de 3 m; trompeta de transición en fundición gris; placa de apoyo de acero A52 de 495 × 495 × 70 mm; bloque de anclaje y cuñas de acero; elementos adicionales de inyección y retención de la grasa; purgas de aire y agua.

La resistencia garantizada a la rotura (G.U.T.S.) de cada tendón es de 940 t y se aplicará una fuerza inicial de tesado de 0,80 G.U.T.S., o sea 752 t.

El número de tendones de acuerdo a los cálculos de S.T.U.P. resultó el siguiente:

Tendones verticales 109 efectivos más 3 de vigilancia o sea en total 112, uniformemente repartidos circunferencialmente (fotos 17, 18 y 19).

Tendones de cúpula, 81 efectivos más 3 de vigilancia, o sea 84 en total y repartidos en los 3 grupos a 120°.

Tendones horizontales, 126 (3/2) más 3 de vigilancia, o sea 129 en total.

En total se tienen 650 conjuntos de anclaje, lo que realmente significa una cantidad respetable en un solo edificio.

Hay que hacer constar al margen, que las placas de apoyo, trompetas, vainas, tubos y cables, son de producción nacional y con ellos se hicieron los ensayos. Estos componentes los usa también S.T.U.P. en otros países europeos.

Esta solución adoptada por Freyssinet tenía algunas diferencias con los sistemas usados por Bechtel. Estas diferencias fueron consideradas fundamentalmente importantes y por tanto, o se demostraba su comportamiento satisfactorio a través de ensayos o se tenían que cambiar o modificar algunos elementos principales.

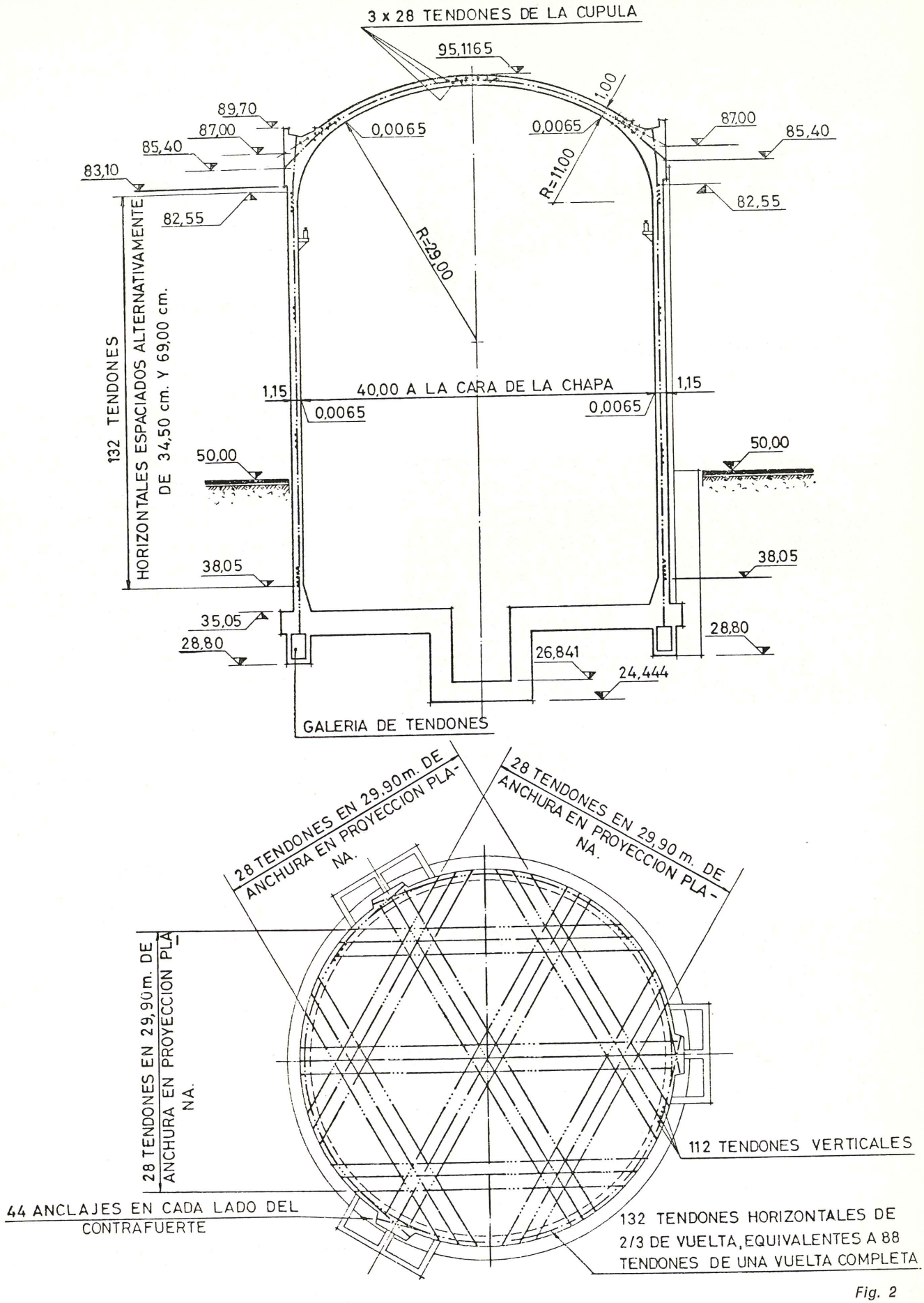

3 x 28 TENDONES DE LA CUPULA
95,1165
1,00
89,70
87,00
85,40
83,10
82,55
0,0065
0,0065
R=11,00
R=29,00
87,00
85,40
82,55
132 TENDONES HORIZONTALES ESPACIADOS ALTERNATIVAMENTE DE 34,50 cm. Y 69,00 cm.
1,15
40,00 A LA CARA DE LA CHAPA
1,15
0,0065
0,0065
50,00
50,00
38,05
38,05
35,05
28,80
28,80
26,841
24,444
GALERIA DE TENDONES
28 TENDONES EN 29,90m. DE ANCHURA EN PROYECCION PLANA.
28 TENDONES EN 29,90 m. DE ANCHURA EN PROYECCION PLANA.
28 TENDONES EN 29,90m. DE ANCHURA EN PROYECCION PLANA.
112 TENDONES VERTICALES
44 ANCLAJES EN CADA LADO DEL CONTRAFUERTE
132 TENDONES HORIZONTALES DE 2/3 DE VUELTA, EQUIVALENTES A 88 TENDONES DE UNA VUELTA COMPLETA

Fig. 2

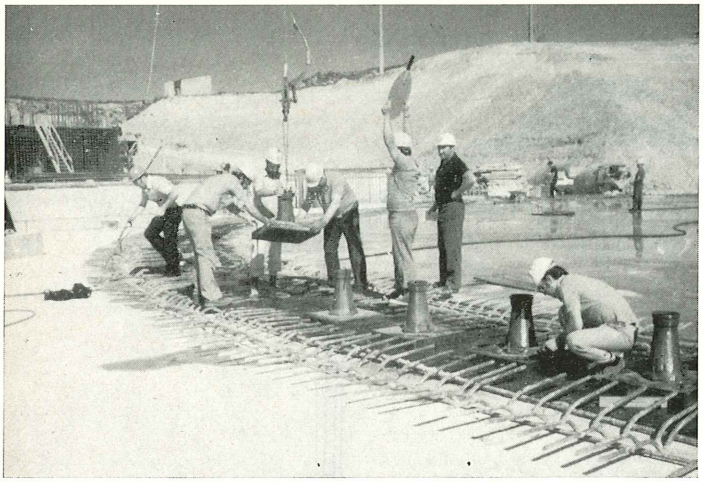


Foto 17. Colocación de las placas de anclaje y trompetas sobre la galería de tendones.

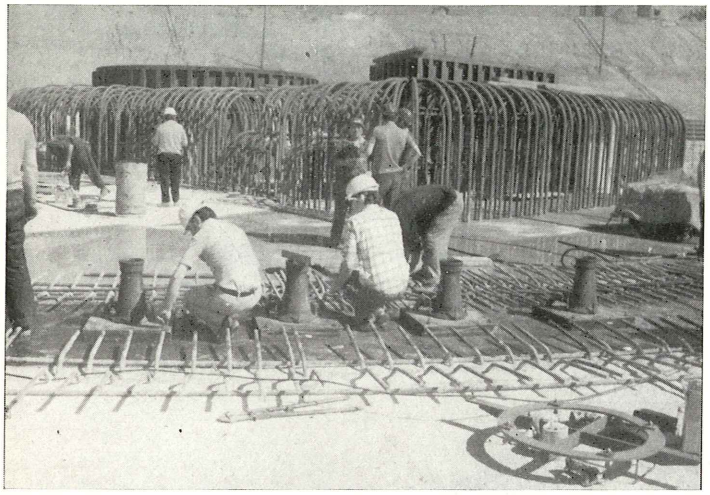


Foto 18. Otro aspecto de la colocación de las placas de anclaje y trompetas

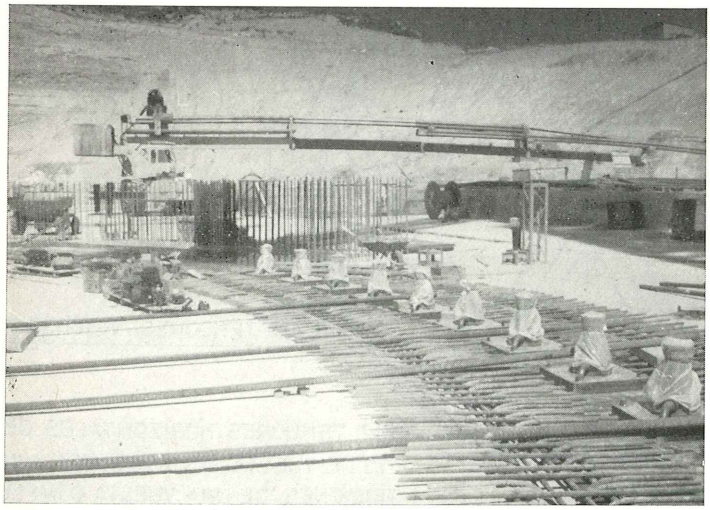


Foto 19. Placas de anclaje y trompetas ya colocadas

Las diferencias principales fueron las siguientes:

A) Desviación de los cordones periféricos a la entrada de la trompeta. Esta desviación es de 7° que consideraban excesiva, ya que por roce y aplastamiento se podría provocar la rotura de algunos alambres y disminuir la capacidad del tendón.

B) Dimensiones de las placas de apoyo.

Esta placa transfiere la fuerza de tesado al hormigón por contacto directo. Las dimensiones de $495 \times 495 \times 70$ mm ofrecían dudas a los proyectistas, que las consideraban reducidas y que esto podría producir en la zona de contacto con el hormigón un estado tensional que provocaría la rotura del mismo. La resistencia mínima a compresión del hormigón en estas zonas es de 386 kg/cm^2 a los 90 días, y medida en probeta cilíndrica.

C) Estanqueidad a la grasa. La grasa se inyectará a una presión de 13 bares y a una temperatura de 85° C.

Podían existir en el sistema puntos débiles, sobre todo en la unión de la caperuza que tapa el bloque de anclaje, a la placa de apoyo.

D) Resistencia del sistema a ensayos dinámicos (condición de accidentes, ráfagas de viento y sismo).

E) Integridad y plena capacidad del sistema de anclaje a bajas temperaturas —23° C.

Para dilucidar estas dudas y demostrar la plena capacidad del sistema se realizaron los siguientes ensayos.

4.2. ENSAYOS REALIZADOS

La preparación de los ensayos y acomodación de los equipos duró aproximadamente un año y se realizaron en Alemania y Francia, con material y elementos elegidos al azar entre los lotes fabricados en España e Inglaterra (bloque anclaje y cuñas) para la Central Nuclear de Ascó.

Los laboratorios alemanes fueron los siguientes:

a) VORSPANN TECHNIK G.M.B.H. de RATINGEN (R.F.A.).
b) INSTITUT FÜR BETON UND STHALBETON DE LA UNIVERSIDAD DE KARLSRUHE (R.F.A.).

Los de Francia se realizaron en «CENTRE D'ESSAIS DE STUP» EPERNON.

De todos estos ensayos existe una amplia y detallada información, que sirvió para analizar los resultados.

4.2.1. *Ensayos estáticos*

4.2.1.1. El primer ensayo preliminar se realizó en junio de 1973 en Ratingen con los siguientes resultados:

Fuerzas en t	Roturas	Alargamiento %
911,06	1.º Alambre en trompeta	1,37
926,38	2.º Alambre en largo libre	1,93
934,03	3.º Alambre en la cabeza pasiva	2,39
934,03	4.º Alambre en la cabeza pasiva	2,45
941,69	5.º Alambre en la cabeza pasiva	2,66
Resistencia garantizada del cable		940,0 t.
Máxima fuerza alcanzada en el ensayo		941,7 t.

A pesar del resultado final bueno, la rotura de algunos alambres, planteó algunas dudas y se decidió realizar un ensayo más completo y con un bloque de hormigón y disposición del tendón, igual a la prevista para Ascó.

4.2.1.2. El tercer ensayo estático y definitivo se realizó en Epernon el 21 de octubre de 1974. Todo el proceso se realizó normalmente y los resultados fueron altamente satisfactorios. Se llevó la fuerza de tensión garantizada hasta 942 t obteniéndose un alargamiento de 2,96 %, sin romperse ningún alambre del tendón, ni rotura del bloque de hormigón. En la cara del bloque de hormigón aparecieron unas fisuras capilares a partir de las esquinas de la placa y con una tensión de 694 t, las cuales no progresaron más hasta el fin del ensayo (fotos 20 a la 24, ambas inclusive).

Ensayo estático del tendón 37T15. Epernon (Francia).

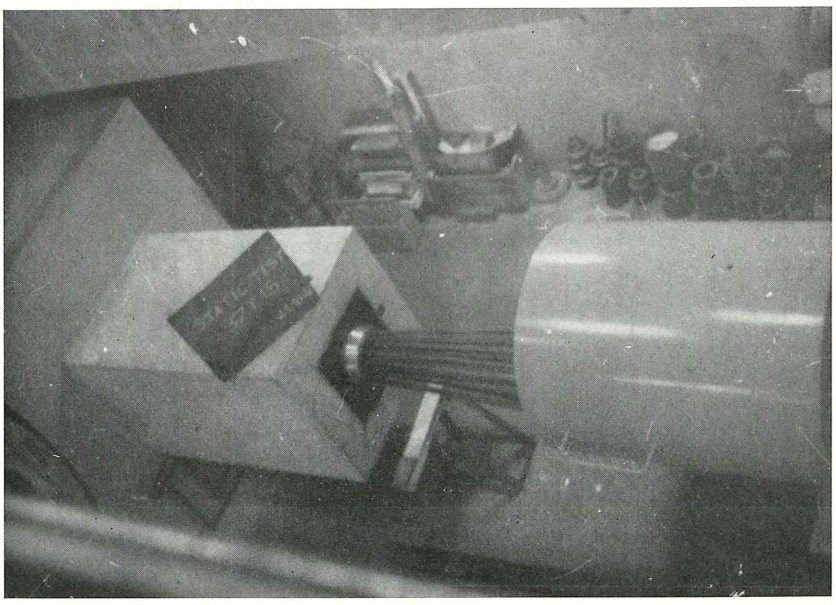


Foto 20.

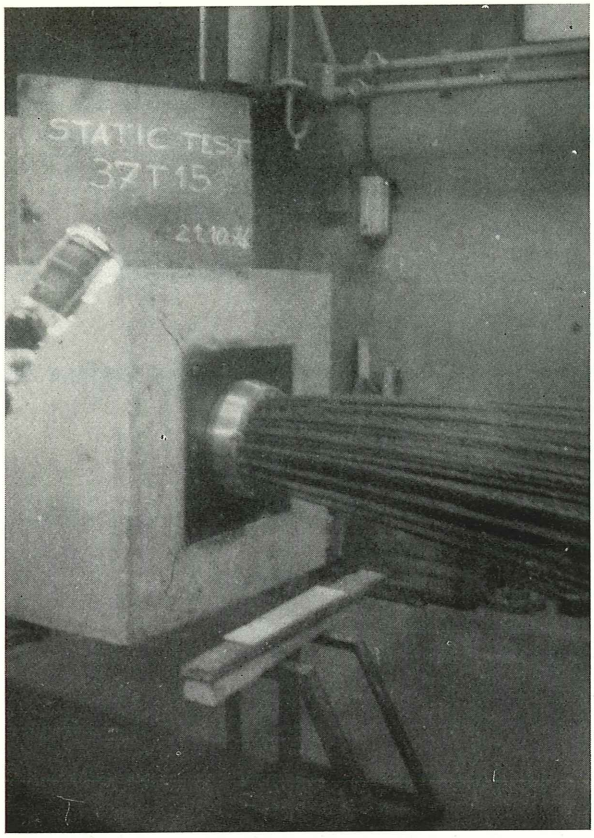


Foto 21. *Después de finalizado el ensayo. Nótese las fisuras en las esquinas de la placa*

Foto 23. *Haz de cordones después del ensayo.*

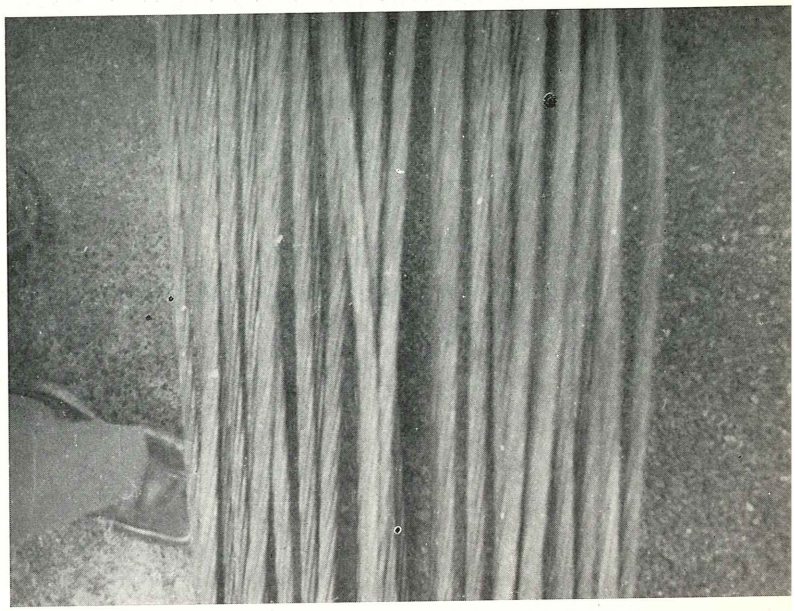


Foto 22. *Detalle del ensayo realizado en Espernon*

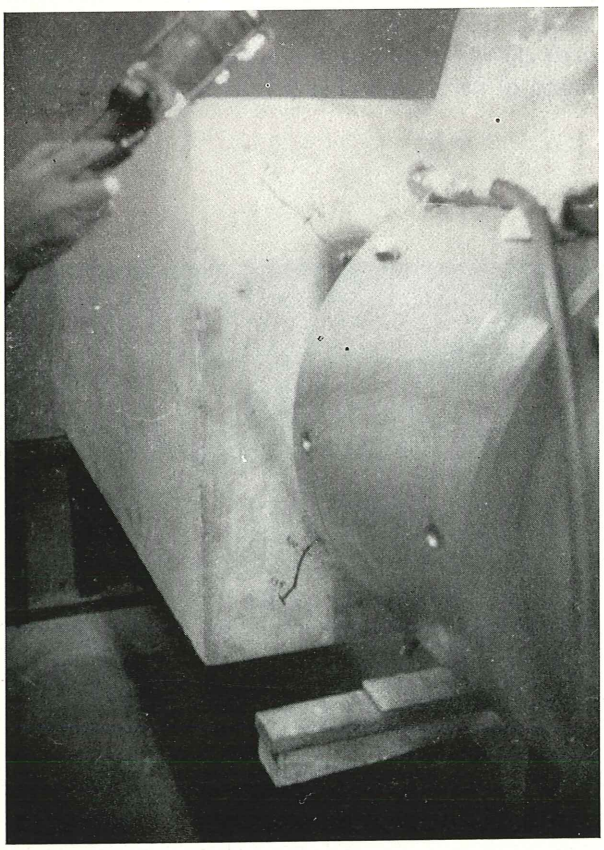
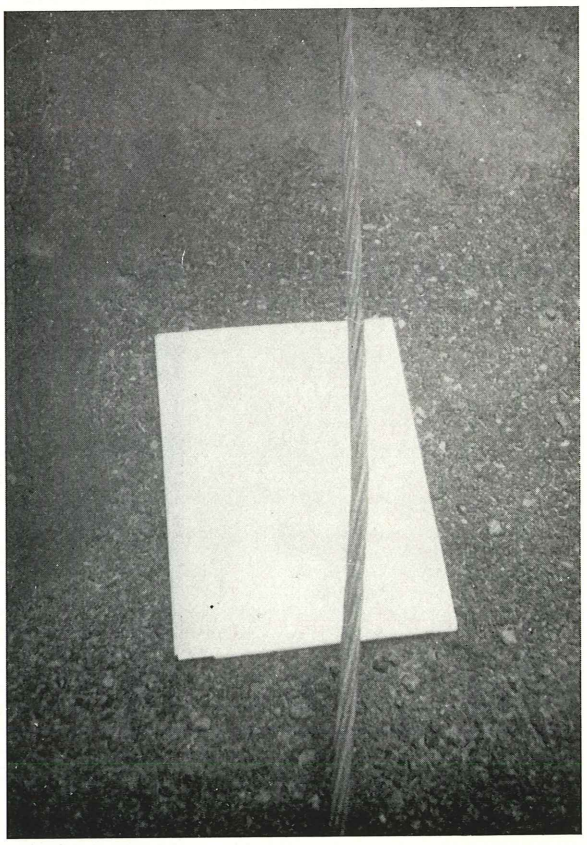


Foto 24. *Detalle del cordón periférico más deformado, pero sin rotura de ningún alambre*



4.2.1.3. *Ensayo estático a baja temperatura*

Se realizó en Epernon el 7 de noviembre de 1974. Se hizo sobre el mismo bloque de hormigón anterior y con el mismo anclaje. Se llevó el tendón hasta 942 t y después se puso la cámara aislante. El frío se produjo con nitrógeno líquido, alcanzándose después de 31 h la temperatura de $-23°$ C, manteniéndose esta temperatura hasta las 34 h y se terminó por agotamiento del nitrógeno líquido.

Descubierto el anclaje, y golpeado fuertemente con un martillo especial, no se presentó ningún signo de fragilidad ni rotura, ni nada anormal en el tendón. Las fisuras existentes en el hormigón no progresaron. El resultado fue satisfactorio (fotos 25, 26 y 27).

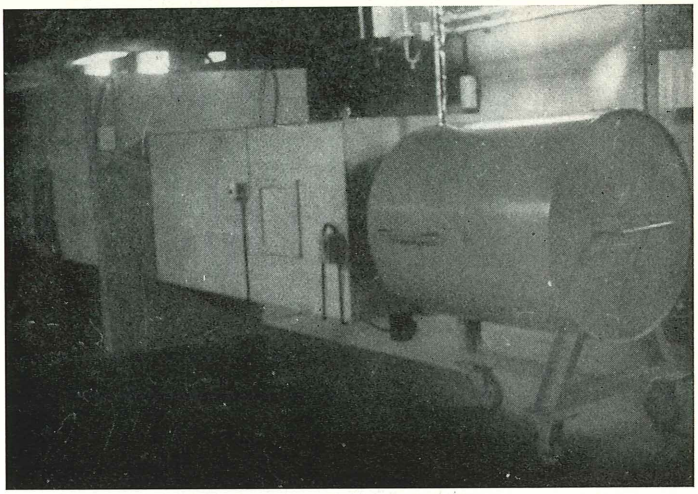


Foto 25. Dispositivo de aislamiento durante el ensayo del anclaje a baja temperatura (−23° C)

4.2.2. *Ensayos dinámicos*

Se realizaron tres ensayos definitivos.

4.2.2.1. Primer ensayo realizado en Karlsruhe el 2 de julio de 1974. El ensayo dinámico de 500 ciclos con carga rápida de 8,5 ciclos por segundo entre 0,7 f'_s a 0,75 f'_s, se realizó de acuerdo a la especificación de proyecto y a escala reducida tal como ella autoriza. El objetivo principal era el de ver el comportamiento de la desviación (7°) de los cordones a la salida de la trompeta bajo solicitaciones dinámicas. Después de los 500 ciclos el cable estaba intacto y se prosiguió el ensayo hasta que se produjera alguna rotura; a los 450.000 ciclos se observó la rotura de 6 alambres distribuidos en los 6 cordones periféricos. El resultado fue satisfactorio (fotos 28 a la 32), ambas inclusive.

4.2.2.2. El segundo ensayo dinámico, no indicado en la especificación del proyecto, se hizo por recomendación de Bechtel y de acuerdo a lo previsto en el proyecto de Código «ASME BOILER and PRESSURE VESSEL» div. 3, Sec. III.

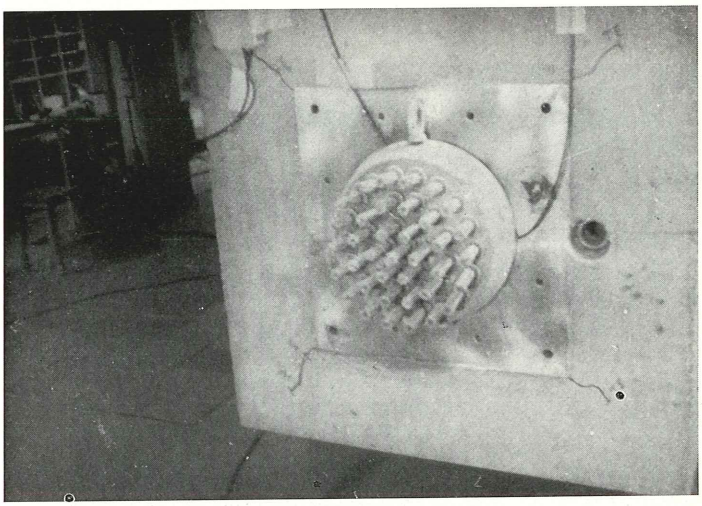
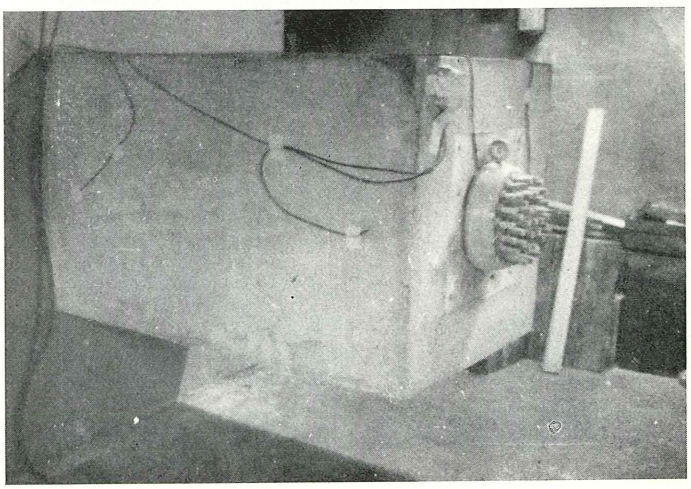


Foto 26. Detalle del anclaje

Foto 27. El bloque de anclaje congelado inmediatamente después del ensayo



Karlsruhe (Alemania Federal)

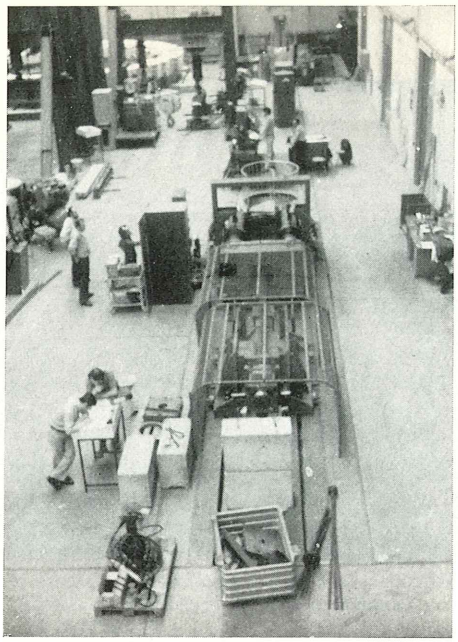


Foto 28. Ensayo dinámico a escala. Disposición general del equipo en el ensayo

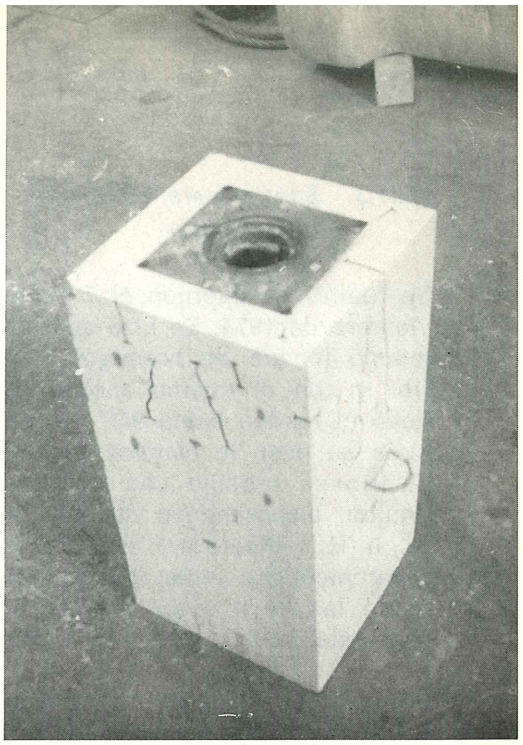


Foto 31. El bloque de hormigón después del ensayo.

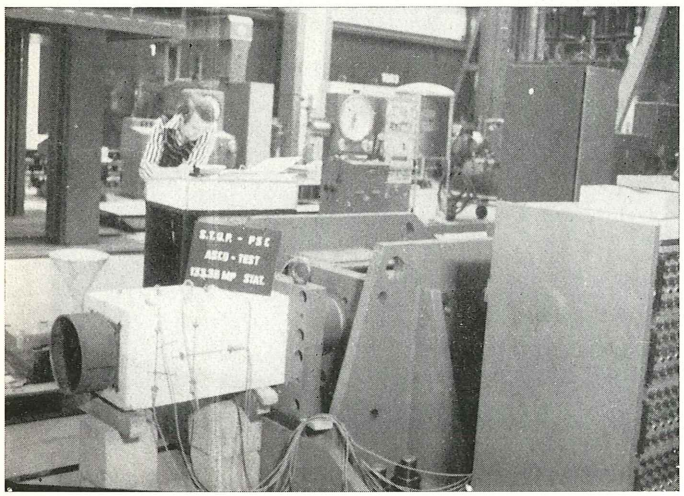


Foto 29. Bloque de hormigón reducido en el anclaje pasivo, durante el ensayo.

Fue realizado en Epernon y el ensayo consistía en 50 ciclos a carga lenta, 2 min por ciclo, entre 0,40 f'_s a 0,80 f'_s. El resultado fue satisfactorio no observándose ninguna anomalía.

4.2.2.3. El tercer ensayo dinámico se realizó a solicitud de Electricité de France. Este ensayo se realizó en Epernon

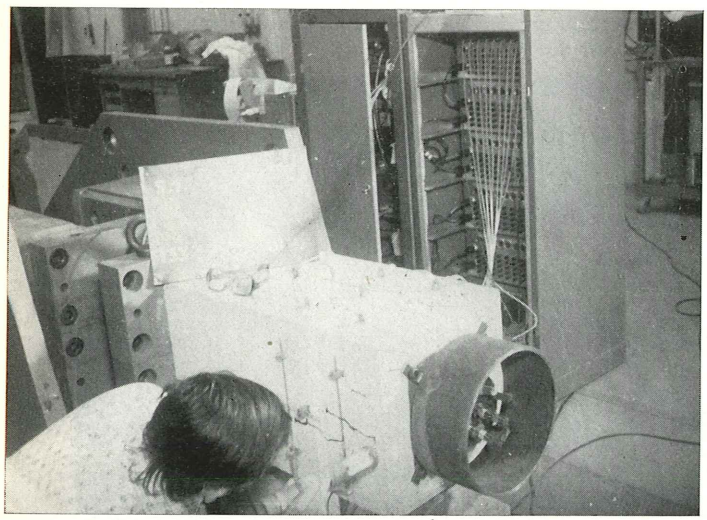


Foto 30. Medición de fisuras en el bloque de hormigón.

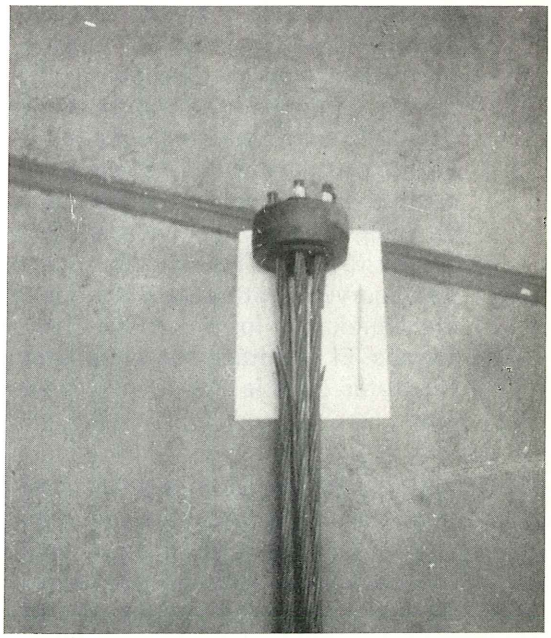


Foto 32. Cordones rotos al final de la continuación de la experiencia hasta 450.000 ciclos.

el 28 de octubre de 1975 y con el mismo bloque anterior y consistió en 10 ciclos a carga lenta, 3,6 min por ciclo, entre 0,05 f'_s a 0,75 f'_s, con resultados satisfactorios.

4.2.3. *Ensayos de estanqueidad a la grasa*

Estos ensayos se realizaron en dos etapas y para cumplir con la especificación del Proyecto.

4.2.3.1. Primer ensayo, realizado en Epernon durante los días 12 y 13 de junio de 1974 y consistió en el ensayo del sistema completo, vainas, tubo rígido, trompeta, placa de apoyo, sistema de inyección, uniones, vendajes, etc., sin la caperuza. Se inició el ensayo después de que el bloque de hormigón había alcanzado la resistencia de 390 kg/cm^2. Se inyectó la grasa cuando alcanzó la temperatura de 85° C y se dejó estabilizada entre 80 y 85° C, y se empezó a aumentar la presión hasta estabilizarla entre 12 y 13 bares. Se mantuvo así durante 1 hora y se hizo recircular la grasa hasta que se enfrió y se taponaron todas las salidas. Durante el ensayo no se detectó ninguna fuga visible, ni caída de presión. Al terminar el ensayo se hizo demoler el bloque de hormigón para observar si en las zonas críticas de contacto y unión se notaban fugas de grasa.

El ensayo resultó satisfactorio (fotos 33 a la 37), ambas inclusive.

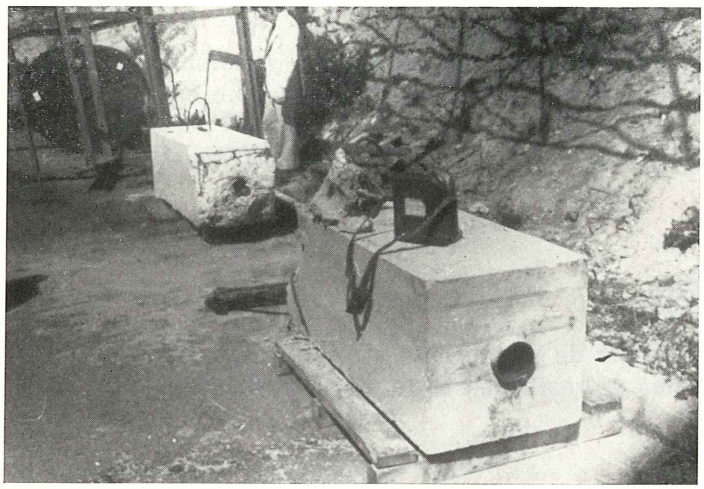


Foto 33. Bloque de hormigón después de roto para ver la existencia de fugas de grasa

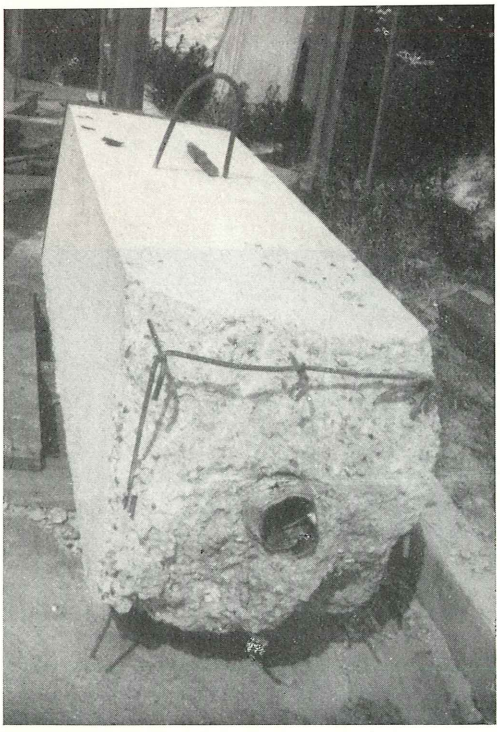
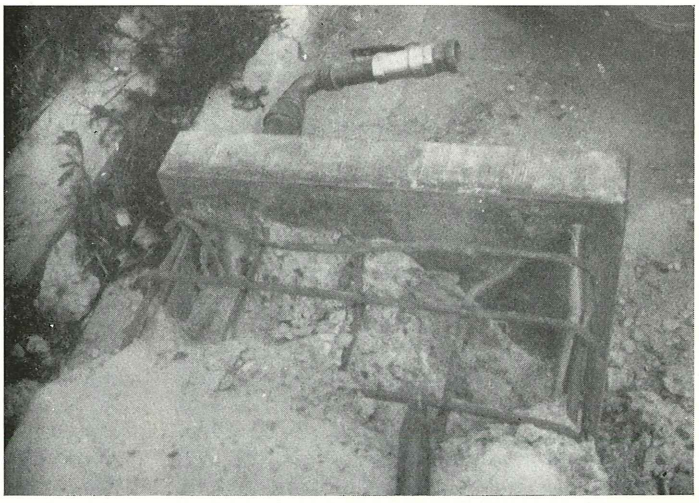


Foto 34. Hormigón descubierto alrededor de las uniones entre vainas. No se mostraron fugas.

Foto 35. Detalles del resultado de los ensayos de estanqueidad a la grasa.



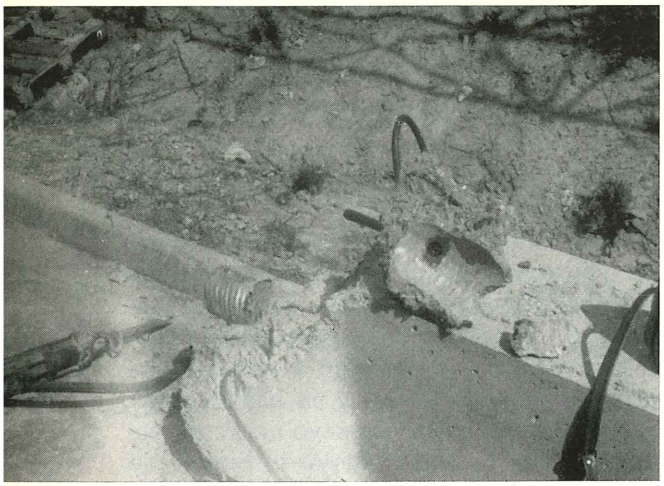


Foto 36. Pequeña fuga en el vendaje de unión entre la vaina y el tubo de drenaje.



Foto 37. Unión entre la vaina y el tubo de drenaje.

4.2.3.2. El segundo ensayo se hizo en las condiciones de temperatura y presión anteriores, y para ver la estanqueidad en la unión entre la placa de apoyo y la caperuza. Este ensayo se realizó el 7 de noviembre de 1974 en Epernon y se utilizó una placa con la máxima deformación permitida y una caperuza de plancha metálica. El resultado fue satisfactorio (fotos 38 y 39).

5. PLANES PARA UN FUTURO INMEDIATO

A fin de completar la homologación del sistema de postensado utilizado, se están preparando los siguientes ensayos, algunos de los cuales se realizarán en fechas inmediatas.

1.° Relajación del tendón a 20° C.

2.° Ensayo del cable a baja temperatura.

3.° Ensartado de cables y pérdidas por fricción en los tendones curvos.

Foto 38. Ensayos de estanqueidad a la grasa entre la placa de apoyo y la caperuza

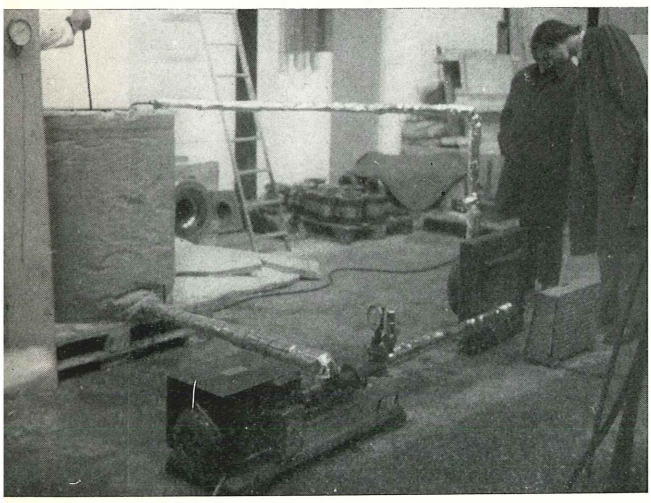


Foto 39. Dispositivos del ensayo

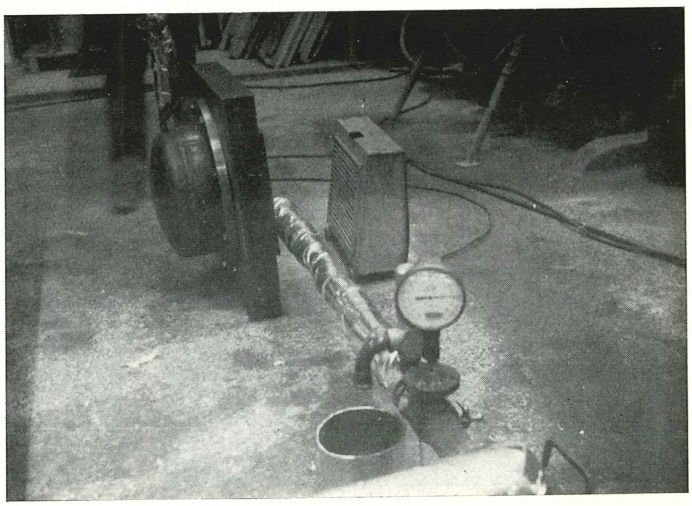




Foto 40. Tesado de tendones 37 T 15 en el puente de la autopista Marsella-Niza (Francia). Sistema Freyssinet. Los anclajes y gatos son los mismos que se usan en la Central Nuclear de Ascó. Gato dispuesto para colocarse

4.º Ensayos de operación del equipo de enfilado y tesado en las distintas condiciones reales de la obra (fotos 40, 41 y 42).

5.º Ensayo de un tendón completo en el mismo edificio.

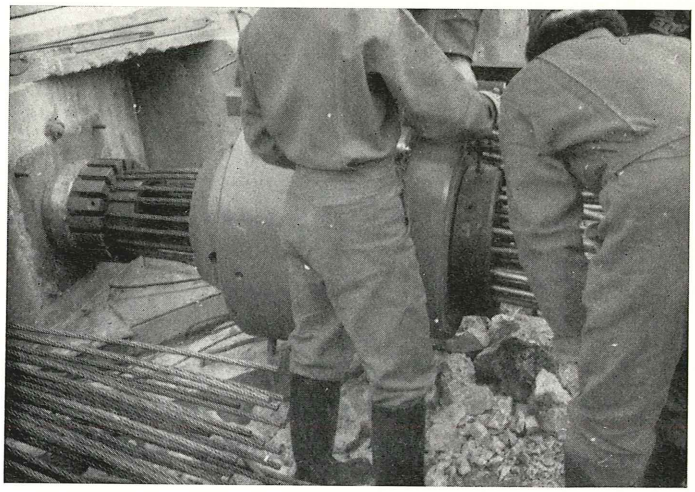


Foto 41. Terminación de enfilado de los cordones en el gato

6. CONCLUSIONES

A través de la explicación resumida, se puede apreciar que el postensado en los edificios de contención de reactores nucleares, es un sistema complejo y que requiere para tener la certeza de seguridad de operación, recurrir a confirmaciones a través de ensayos. Sería de desear que para un futuro próximo, todo el sistema de homologación y ensayos pudieran ser realizados por Laboratorios nacionales y esto redundaría en ahorro de plazos y costo y colaboraría en gran manera al Progreso de la Ciencia y Tecnología Españolas.

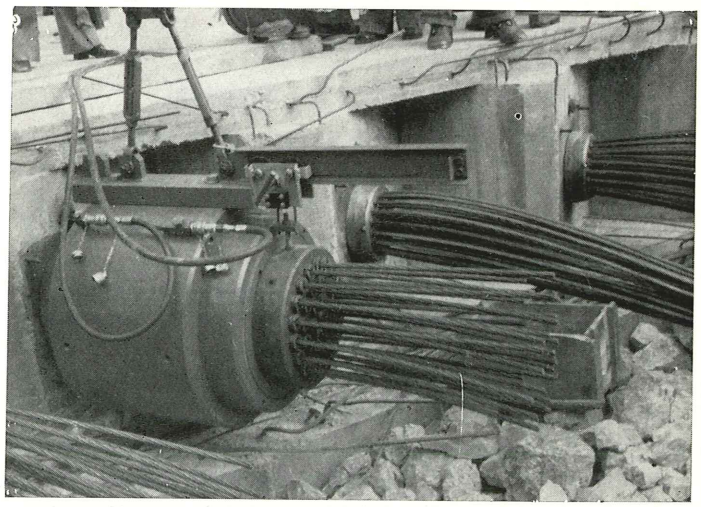


Foto 42. Gato al iniciar el tesado

última publicación

de la Asociación Técnica Española del Pretensado

Con motivo del VII Congreso Internacional de la F.I.P. últimamente celebrado en Nueva York, la Asociación Técnica Española de! Pretensado ha publicado un libro titulado:

HORMIGON PRETENSADO. REALIZACIONES ESPAÑOLAS

Tomo II

en el que se describen las principales obras pretensadas construidas en nuestro país durante los últimos cuatro años.

Consta de más de 300 páginas, con numerosas fotografías, planos y láminas y está editado en papel couché, encuadernado en tela y con sobrecubierta plastificada en color. Su precio es de 750,00 pesetas cada ejemplar (para el extranjero, 15.00 dólares).

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

Puentes.

Edificación.

Obras hidráulicas y marítimas.

Obras especiales.

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

591 - 2 - 114

La sustitución de apoyos en el puente del Tordera (Gerona)

J. B. RIPOLL
Dr. Ingeniero de Caminos

Esta mañana les hablé a ustedes de los problemas que presentan los apoyos y las juntas, de cómo se relacionan unos con otras y de cómo un diseño adecuado de puente debe tener, al mismo tiempo, un estudio adecuado de la forma en que ha de dilatarse y, por consiguiente, de los apoyos y de las juntas. La segunda parte del problema consiste en que ambos elementos cumplan o puedan cumplir la misión para la que han sido proyectados, y cómo cualquier causa que modifique las formas de trabajo previstas puede ocasionar dificultades graves y poner en peligro la estabilidad de una estructura.

Un ejemplo reciente se presentó al efectuar la sustitución de apoyos en el puente del Tordera. Creo que es suficientemente indicativo para que merezca la pena ser expuesto en este Congreso.

El puente del Tordera fue en su tiempo una de las obras maestras de don Eduardo Torroja, y representaba un importante avance técnico en la construcción de puentes al introducir la combinación de un tablero de hormigón con una estructura inferior metálica. La combinación del tablero de hormigón con el arco metálico representó en su día la solución de una serie de problemas que luego han sido extendidos y popularizados, pero la obra en su momento, como todos ustedes saben, fue objeto de consideración por las más importantes revistas técnicas.

Las figuras 1 y 2 ofrecen una vista general del puente. Precisamente la figura 2 fue tomada en el momento de realizarse la primera inspección sobre la situación en que se encontraban los apoyos.

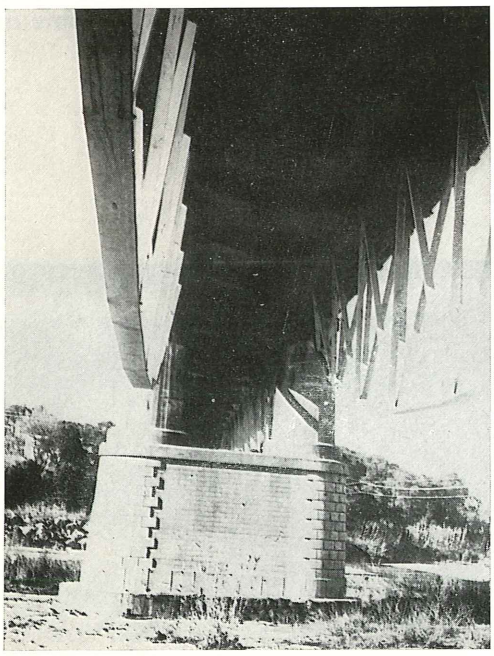


Fig. 1

Fig. 2



Se venía notando desde hace tiempo que el tablero sufría una ligera caída en alguno de sus tramos y que unas vibraciones anormales daban la impresión de que algo no funcionaba bien.

Las juntas, formadas por perfiles angulares, se encontraban altamente deterioradas, su distancia había aumentado y los tramos extremos estaban claramente empotrados en los estribos.

Se realizó una primera inspección y se observó que el espacio correspondiente a las juntas de dilatación, y que debía quedar libre para que el puente pudiera dilatarse con los cambios de temperatura, se encontraba totalmente colmatado de arenas y brozas, y en consecuencia los tres tramos del puente presentaban una solidificación en sus juntas que las impedía cualquier tipo de movimiento.

La consecuencia era que al aumentar la temperatura y variar la longitud del puente, se producían unos fuertes empujes en los estribos y unos esfuerzos laterales en las pilas que tendían a desplazar lateralmente el puente; los apoyos inicialmente previstos estaban totalmente destrozados por el empuje incontrolado que sobre ellos se ejercía; el puente se estaba desplazando hacia un lado y la amenaza de su ruina era alarmante e inmediata.

La figura 3 representa el extremo de una pila y la forma como el puente se apoya en ella. El problema había sido observado ya hacía años, y en aquella fecha, como solución provisional, se optó por la colocación de unas pletinas al lado de los apoyos rotor, con objeto de que cuando éstos fallaran, por lo menos el puente quedara sustentado por las pletinas, figura 4. Los movimientos del puente, sin embargo, fueron desplazando las pletinas, y la estabilidad era totalmente inexistente. La figura 5 representa otra vista de la situación inicial en que se encontraban los apoyos después de haber sido limpiados de toda la suciedad y arrastres que habían producido la situación anormal de los mismos.

Tratándose de un puente esencialmente metálico, las dilataciones por cambios térmicos adquieren una cierta importancia y hacen que cualquier trabajo a realizar en el tablero deba de llevarse a cabo, teniendo en cuenta que el tablero está continuamente en movimiento.

Se estudió este movimiento, que en la época en que se realizaron los trabajos era del orden de 3 cm para el tramo central y unos 2 cm para los tramos laterales, y se llegó a la conclusión de que era necesaria la sustitución de todos los apoyos del puente.

Para sustituir los apoyos era necesario levantar el tablero, quitar los apoyos deteriorados existentes, sustituirlos por otros nuevos que admitieran los desplazamientos necesarios y guiaran el puente en sus movimientos correctos. Pero todo ello debía hacerse teniendo en cuenta que al levantar el puente, los gatos deberían ser capaces de soportar las dilataciones del mismo, puesto que tenían que sostener el tablero elevado y éste, mientras estuviera elevado, había de dilatar y encoger.

Fig. 3

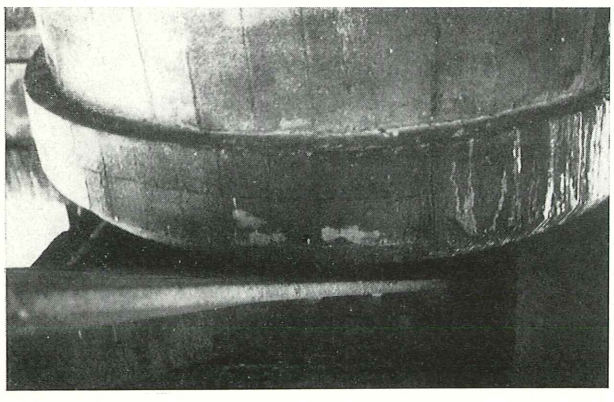
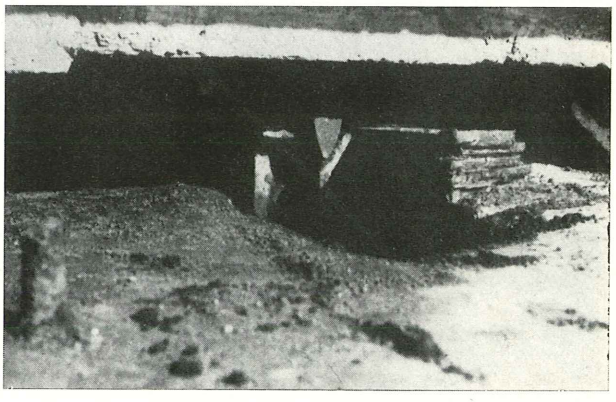


Fig. 4



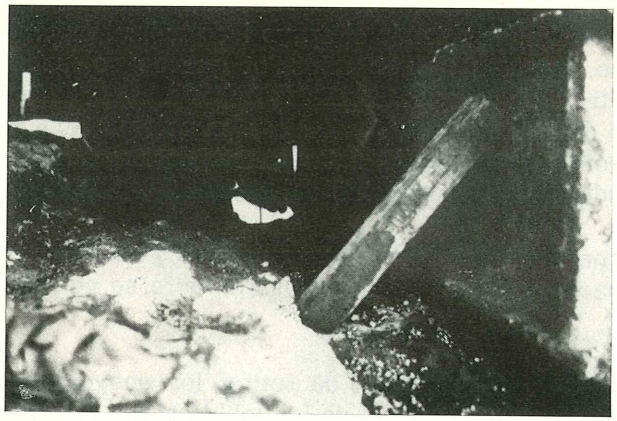


Fig. 5

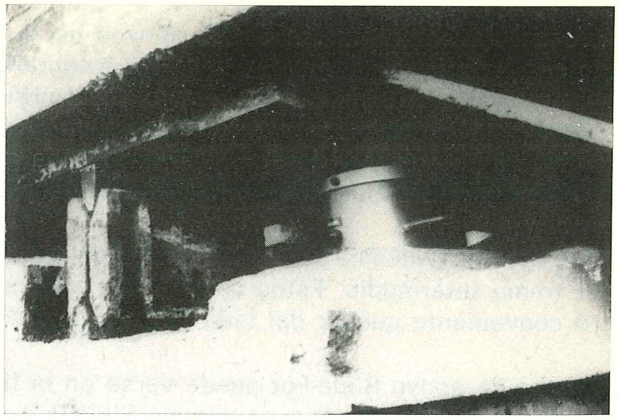


Fig. 6

Un segundo problema consistía en limpiar los espacios de las juntas, puesto que ellas y su colmatación habían sido la causa de que los apoyos se arruinaran, y por consiguiente no cabía esperar movimientos correctos del puente si éste no quedaba en condiciones de poder dilatar con libertad.

Considerando que los tramos extremos estaban virtualmente empotrados en los estribos, se consideró que la primera sustitución a efectuar debía ser la de los apoyos móviles de dichos tramos extremos y que se encontraban situados en las dos pilas del puente; a tal efecto se construyeron los gatos que pueden observarse en las figuras 6 y 7. Dichos gatos, provistos de un pistón roscado al que se atornillaba una tuerca. Los gatos eran capaces, colocando cuatro de ellos en fila, de levantar el tablero del puente en uno de sus extremos, y una vez levantado el tablero se podía proceder a la demolición del apoyo deteriorado, que también se puede apreciar en las referidas figuras 6 y 7, aunque en las fotografías no puede apreciarse bien, la parte superior del pistón de los gatos iba provista de una rótula esférica sobre la cual asentaba una lámina de teflón que permitía al puente dilatar con libertad.

Dada la flexibilidad del tablero, se consideró suficiente levantar con dos gatos la parte del puente que apoyaba en una pila, dejando la otra sustentarse sobre su apoyo antiguo, que le servía además de guía. Una vez levantada esta parte, se procedió a la retirada del apoyo, a la limpieza de toda la zona correspondiente y a la colocación del nuevo apoyo.

Retirando entonces los gatos, se hacía la misma operación en la pila de al lado, con lo cual quedaban todos los apoyos correspondientes a un extremo del tablero sustituidos y en condiciones de su trabajo definitivo.

En la figura 8 puede verse el andamiaje que se realizó en una de las pilas (más bien en una de las parejas de pilas, puesto que éstas subían de dos en dos). Como acabamos de decir, se

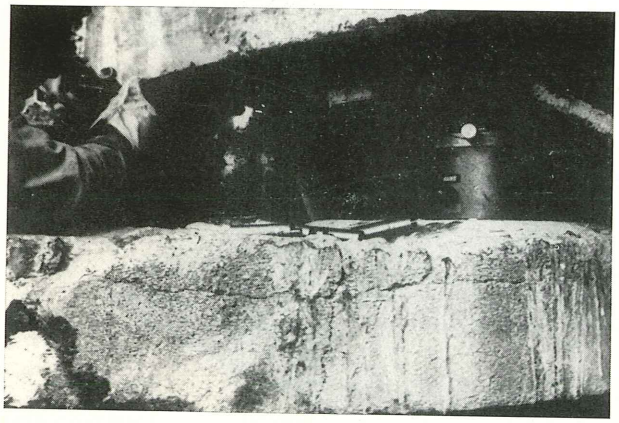


Fig. 7

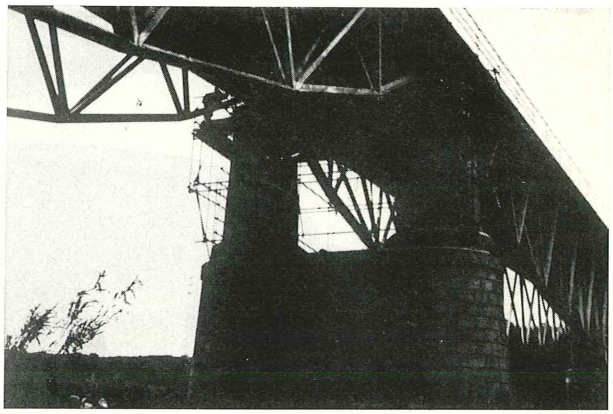


Fig. 8

procedía a la sustitución de los apoyos de la derecha, cambiando el apoyo longitudinal existente que han podido ver ustedes en las fotografías, por dos apoyos Slide-Pot que se colocaban juntos y hacían las veces del apoyo lineal primitivo. Una vez efectuada la sustitución de estos apoyos, se bajaban los gatos, con lo que estos apoyos quedaban guiados y en perfecto funcionamiento, efectuando la operación en la pila gemela, y terminada ésta se consideraba terminada también la sustitución de apoyos correspondiente a ese extremo del tablero.

Los apoyos Slide-Pot utilizados fueron de 150 toneladas para los tramos extremos y de 200 para el tramo intermedio. Estos apoyos eran de capacidad superior a la necesaria, pero se consideró conveniente quedar del lado de la seguridad.

El tipo de apoyo Slide-Pot puede verse en la figura 9. La operación de retirar los apoyos existentes y colocar los nuevos apoyos Slide-Pot en los puntos móviles de los tableros, fue una operación muy delicada, y la retirada de los apoyos se efectuó cortándolos a soplete. La figura 10 muestra la situación de uno de los tramos en el momento en que los apoyos antiguos están retirados ya y se está preparando la superficie de la pila para la colocación de los nuevos apoyos Slide-Pot de teflón que C. T. T. había de colocar. Durante la ejecución de todos los trabajos se utilizaron comparadores, como puede verse en la figura 11, para medir los movimientos lo mismo horizontales que verticales del tablero. Los movimientos verticales, al levantar el tablero con los gatos, se graduaron de manera exacta para poder colocar el tablero en su posición definitiva a la misma altura a que debería encontrarse inicialmente, y los desplazamientos longitudinales sirvieron para que en el momento de colocar los apoyos, la posición del teflón respecto al acero inoxidable fuera la correcta para que admitiera sin dificultad los movimientos a que posteriormente había de estar sometida la estructura.

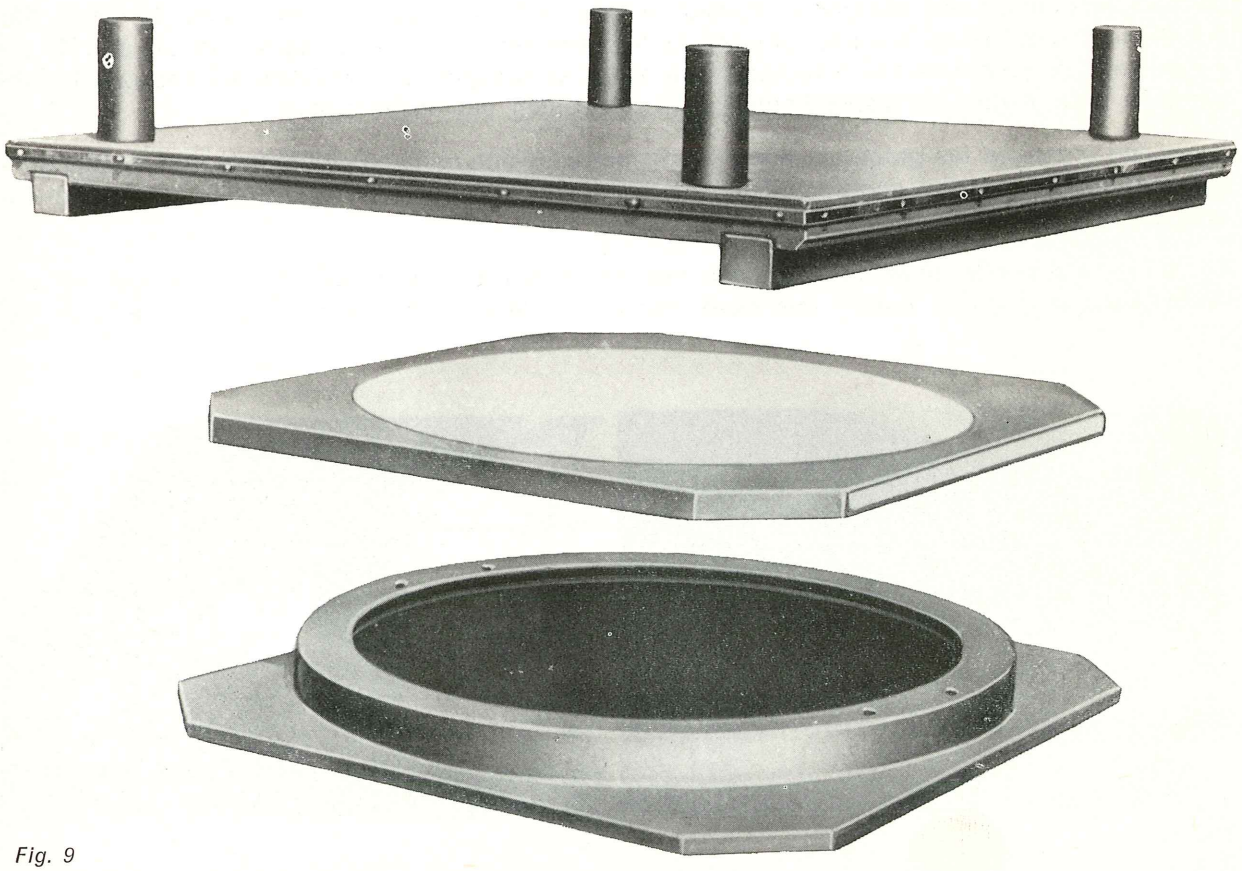


Fig. 9

Las figuras 12 y 13 muestran el instante en que está levantado el tablero de la derecha con los gatos y pendiente de levantar el de la izquierda.

En las figuras 14 y 15 vemos uno de los apoyos Slide-Pot móviles ya sustituido y en su posición definitiva de funcionamiento; queda sólo terminar el acabado de la pila, que ha sido picada para retirar el apoyo antiguo y que no ha sido restituida a su forma de terminación.

Figura 15: Los extremos fijos de los tableros fueron resueltos con apoyos Slide-Pot fijos también, y por consiguiente sin utilizar en ellos teflón para el deslizamiento. La figura 16 muestra uno de estos apoyos Slide-Pot fijos ya colocado en su posición definitiva.

El funcionamiento para el futuro de los apoyos Slide-Pot queda garantizado por la impermeabilidad de la junta Fel-Span, que permite al puente moverse libremente y mantener limpio el espacio entre los tramos del tablero.

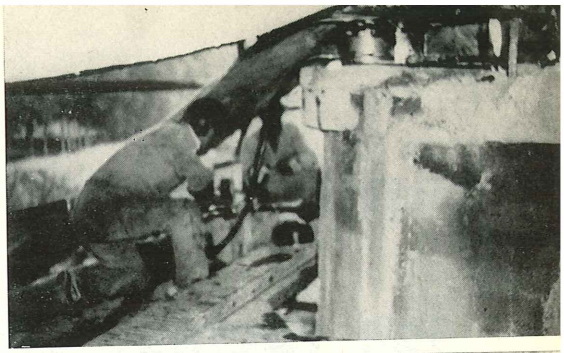


Fig. 12



Fig. 13



Fig. 14



Fig. 15

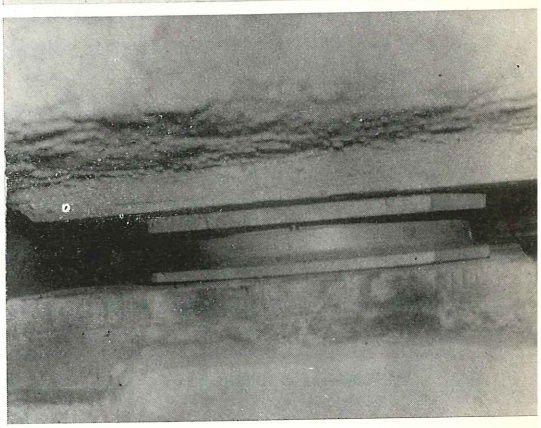


Fig. 16

Fig. 10

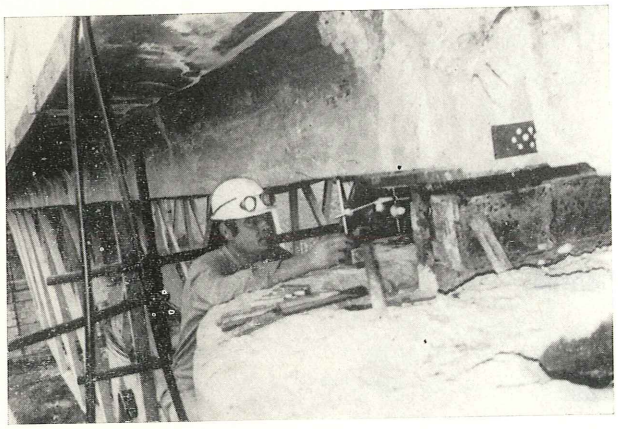


Fig. 11



última publicación del I. E. T. c. c.

las resinas epoxi en la construcción

MANUEL FERNANDEZ CANOVAS
Dr. Ingeniero de Construcción

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

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

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

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

— Unión de hormigón fresco a hormigón endurecido.
— Unión de hormigones entre sí.
— Inyecciones de fisuras y grietas.
— Unión de acero a hormigón.
— Barnices y pinturas.
— Las combinaciones brea-epoxi.
— Revestimientos de depósitos alimenticios.
— Sellado de superficies cerámicas.
— Protección de tubos.
— Los suelos *epoxi* en sus diferentes variantes.
— Terrazo *epoxi.*
— Reparación de baches.
— Reparación de desperfectos en estructuras.
—Reparación de carreteras de hormigón.
— Juntas elásticas.
— Guardacantos de tableros de puentes.
— Refuerzo de pilares, vigas y zapatas, etc.

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

Un volumen encuadernado en cartoné plastificado con lomo de tela, de 17 × 24 centímetros, compuesto de 274 páginas y 132 figuras y fotografías.

Madrid, 1974.

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

Control en taller de vigas pretensadas

J. A. LOPEZ JAMAR
Dr. Ingeniero de Caminos

1. INTRODUCCION

Además de los controles usuales (calidad de los materiales, humedad de los áridos, dosificación, plasticidad de los hormigones, resistencia de probetas, etc.), en el suministro de elementos portantes pretensados deberá exigirse un cierto control de las piezas terminadas.

Un muestreo de un número suficiente de piezas de cada tipo, comparando las cifras obtenidas con las previsibles teóricamente de los datos del proyecto, nos proporcionará un control adecuado.

2. CONSECUENCIAS DE LA VARIACION DE PARAMETROS

La variación de las características de los materiales primarios, así como las que se derivan de las dosificaciones, y forma de realizar las operaciones de hormigonado, fraguado, tesado y curado, pueden traducirse en alteraciones de la calidad y resistencia de los elementos terminados, así como de la deformabilidad de los mismos.

Aceros

En general, en las piezas pretensadas apenas tienen repercusión las variaciones de las características de los aceros para armaduras pasivas.

En cambio, variaciones en las características del acero de las armaduras activas, pueden originar alteraciones de los esfuerzos de pretensado y variaciones en la longitud y flechas de las piezas, así como del estado tensional inicial y final de la pieza, respecto de las previstas en el proyecto.

Hormigón

Dada la heterogeneidad de los materiales constitutivos del hormigón, los posibles fallos en su conservación y manejo y, sobre todo, la gran importancia de una adecuada dosificación, puesta en obra y curado, pueden producirse cambios en su resistencia, deformabilidad y tensiones resultantes, que pueden alcanzar cierta importancia e, incluso, obligar al rechazo de piezas defectuosas.

3. RESUMEN DE PARAMETROS

Fluencia: Función de la elasticidad diferida, la consistencia, humedad y espesor teórico de la pieza.

Retracción: Función de la consistencia, humedad y del espesor teórico de la pieza.

Relajación del acero: Función de la clase de acero, temperatura y tensión inicial relativa.

Módulo elástico: Función de la resistencia con el tiempo y de la humedad ambiente.

Dimensiones reales: Luz y sección transversal; sección, situación y trazado de los cables.

Peso específico de la viga.

4. PREVISION DE DEFORMACIONES Y TENSIONES

Sería de desear que todos los proyectos incluyeran una cuidadosa estimación de todos los parámetros necesarios para poder prever, con una aceptable aproximación, las deformaciones y tensiones de las piezas, inicialmente después de tesar y con el tiempo.

Pero en todo caso, una vez estudiado el necesario proyecto de ejecución (o el plan de prefabricación si se trata de un gran taller), es indispensable calcular lo más aproximadamente posible las deformaciones y tensiones previsibles.

Este cálculo debe realizarse teniendo en cuenta la variación con el tiempo de la fluencia, relajación, retracción y módulo elástico.

El coeficiente de fluencia y el módulo elástico (para cargas duraderas) varían inicialmente con bastante rapidez; posteriormente se va reduciendo el ritmo de variación. En valores relativos, son los parámetros que más influyen en el estado de la viga.

La retracción va asimismo reduciendo sus efectos rápidamente, pero en todo caso sus efectos son muy pequeños en casos normales.

La relajación de las armaduras activas también decrece rápidamente, pero sus efectos son importantes.

Debemos hacer observar que, en todos los casos, pero en especial en el de vigas con cables adherentes, la contraflecha inicial y las tensiones (esfuerzo inicial de tesado y peso propio) se calculan elásticamente, pero las sucesivas pérdidas de tensión deben calcularse durante incrementos de tiempo para los sucesivos valores de los parámetros. De esta forma se podrán calcular:

— Los esfuerzos en la armadura activa;

— Las tensiones en el hormigón;

— Las deformaciones de la viga.

En el caso de vigas postensadas, si se efectúa inicialmente un tesado total o parcial, nos hallamos en el mismo caso; se trata de un hormigón joven.

5. PROGRAMA DE PREVISION DE TENSIONES Y CONTRAFLECHAS

Con el fin de poder plantear el control de calidad de vigas prefabricadas pretensadas en las factorías o talleres a pie de obra de Dragados y Construcciones, hemos preparado un sencillo programa de cálculo electrónico para la estimación de dichos valores.

En un programa de este tipo, podría adoptarse cualquier clase de recomendaciones para la estimación de cada uno de los parámetros que intervienen en el problema; la Instrucción Interministerial vigente facilita datos suficientes para ello. Esta Instrucción recoge prácticamente

las últimas recomendaciones del Comité Europeo del Hormigón (Boletín n.° 94 de 1973). Para mayor claridad de aquellos de nuestros lectores que estén interesados, les recomendamos la lectura de este Boletín que, con sus comentarios y anotaciones dan una mayor claridad a estos temas.

Partiendo de las tablas y gráficos contenidos en dicha publicación, hemos ajustado expresiones matemáticas que nos facilitarán el cálculo.

Así, para la estimación de la fluencia, resulta la expresión indicada a continuación, en la que pueden verse claramente la influencia de los diferentes parámetros y del tiempo o edad del hormigón.

$$\Psi_t = 0{,}4\,[0{,}30 + 0{,}09\,(L_{10}\,[t - t_0])^2] + [0{,}8 + 0{,}055\,(100 - H) - 0{,}0005\,(100 - H)^2] \times$$

$$\times\,(0{,}6 + 0{,}1 \cdot a)\;(2{,}18 - 0{,}21\,L_n\,b_t)\left[\sqrt[3]{\frac{t}{t+\Psi}} - \sqrt[3]{\frac{t_o}{t_o+\Psi}}\right]$$

$$b_t = \left[1 + \left(\frac{H-40}{50}\right)^4\right] \cdot b_m \quad ; \quad \Psi = 133 - 25 \cdot b_t - 0{,}083\,b_t^2 \quad ; \quad a\text{: asiento en cm}$$

Del mismo modo, para la estimación de la retracción resulta la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{cs} = [10 + 0{,}5\,(90 - H)] \cdot 10^{-5}\,(0{,}60 + 0{,}1 \cdot a) \cdot (1{,}3 - 0{,}13\,L_n\,b_t)\left[\frac{t}{t+\xi} - \frac{t_o}{t_o+\xi}\right]$$

$$\xi = b_t^{1{,}63}$$

Para la previsión de la relajación partimos de la conocida expresión, correspondiente a un tesado inicial del 70 % de la tensión de rotura mínima.

El factor indicado debajo corresponde a la corrección para tensiones iniciales relativas diferentes del 70 %.

$$r_{a,\,70}\,(t - t_o) = 3r_{a,\,100} - 2r_{a,\,1000} + \frac{r_{a,\,1000} - r_{a,\,100}}{2{,}3}\left[\,l_n\,(24\,[t - t_o])\right]$$

(Tesado al 70 %)

$$r_a\,(t - t_o) \simeq \left(\frac{N_o - 0{,}5\,N_r}{0{,}2\,N_r}\right)^2 r_{a,\,70}\,(t - t_o)$$

A este respecto, debemos advertir sobre la importancia que pueden tener en los valores de la relajación, las altas temperaturas ocasionadas por los procesos térmicos de curado del hormigón, produciéndose aumentos relativos de consideración, en especial en los primeros días de la viga.

Las empresas suministradoras de cables proporcionan unas curvas de relajación/tiempo para diversas temperaturas. Como puede verse, para temperaturas de 20° a 40°, 60° y 100°, se multiplican por ~ 2; 3,3 y 7,5 a las 1.000 horas.

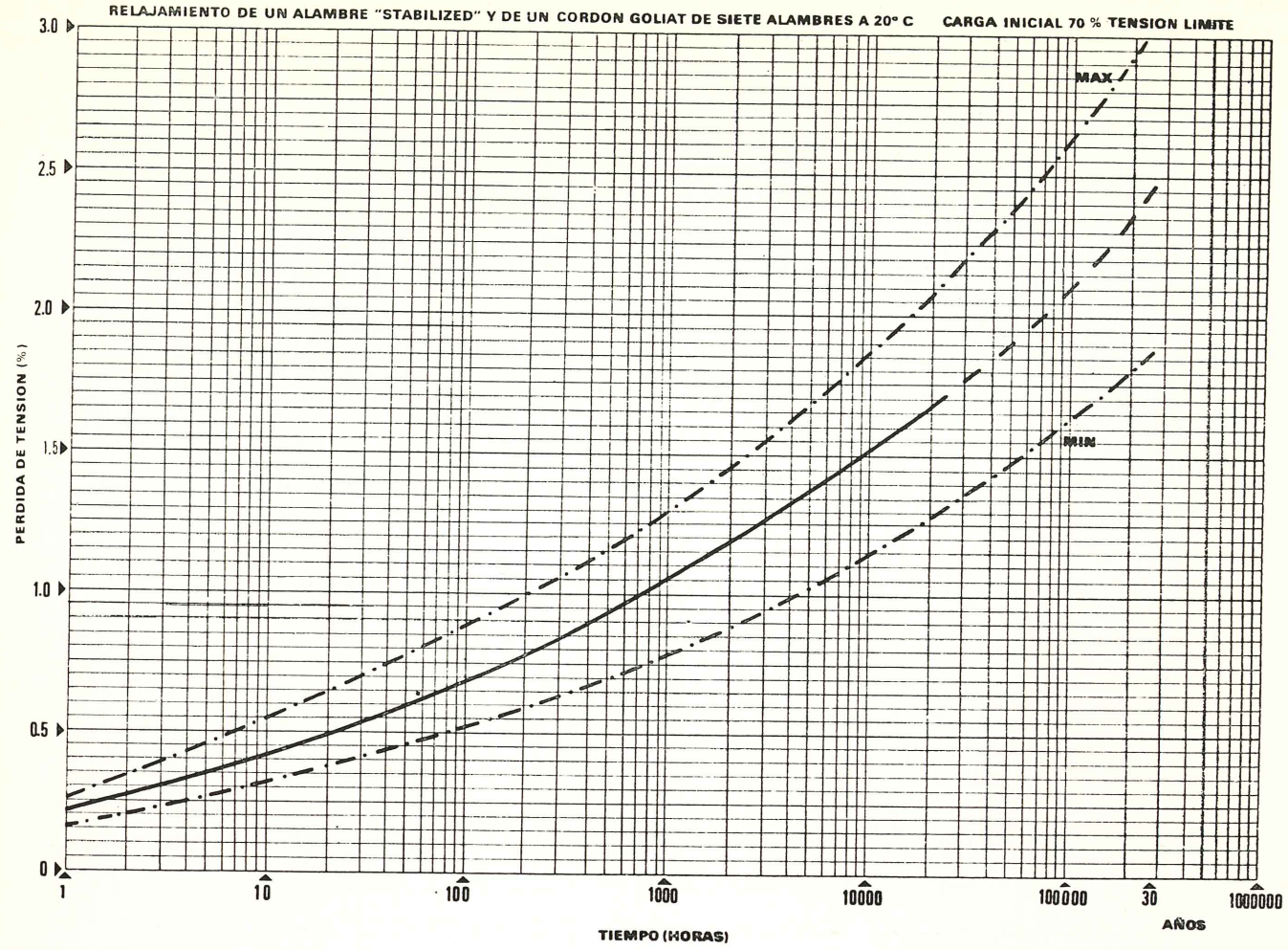

RELAJAMIENTO DE UN ALAMBRE "STABILIZED" Y DE UN CORDON GOLIAT DE SIETE ALAMBRES A 20° C
CARGA INICIAL 70 % TENSION LIMITE
MAX
MIN
PERDIDA DE TENSION (%)
3.0
2.5
2.0
1.5
1.0
0.5
0
1
10
100
1000
10000
100000
30
1000000
AÑOS
TIEMPO (HORAS)

Fig. 1

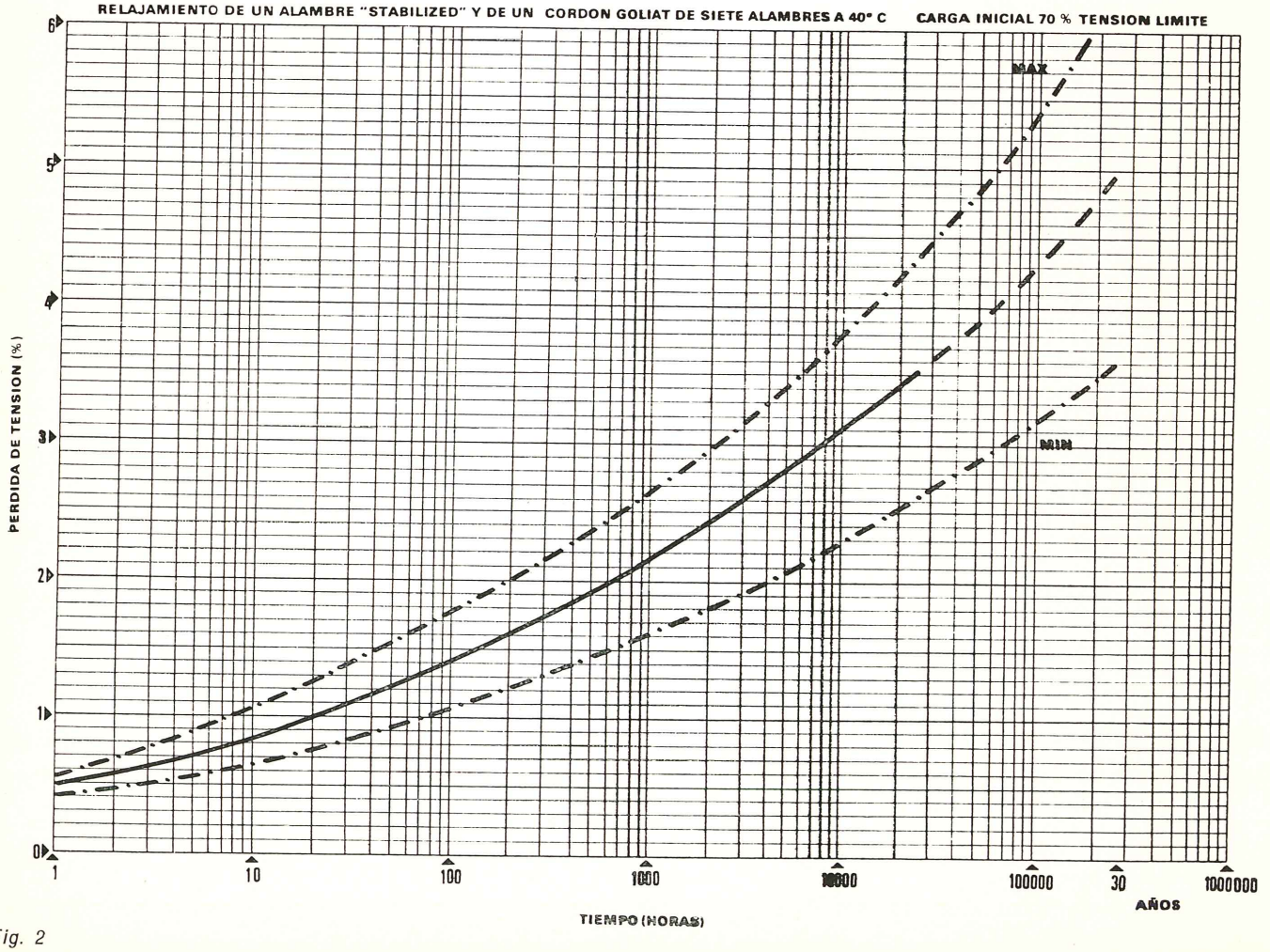

RELAJAMIENTO DE UN ALAMBRE "STABILIZED" Y DE UN CORDON GOLIAT DE SIETE ALAMBRES A 40° C
CARGA INICIAL 70 % TENSION LIMITE
MAX
MIN
PERDIDA DE TENSION (%)
6
5
4
3
2
1
0
1
10
100
1000
10000
100000
30
1000000
AÑOS
TIEMPO (HORAS)

Fig. 2

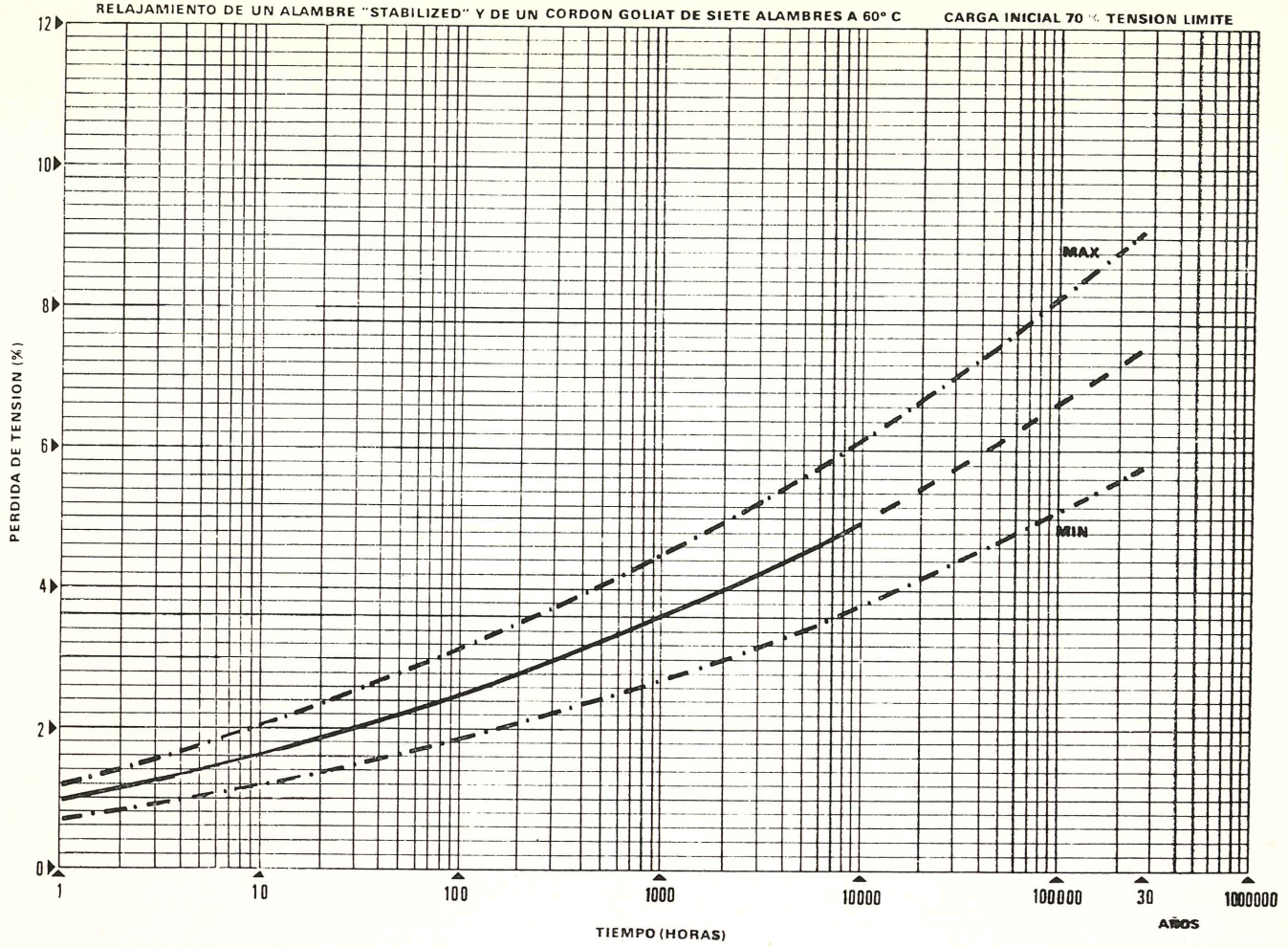

RELAJAMIENTO DE UN ALAMBRE "STABILIZED" Y DE UN CORDON GOLIAT DE SIETE ALAMBRES A 60° C
CARGA INICIAL 70 % TENSION LIMITE
PERDIDA DE TENSION (%)
0
2
4
6
8
10
12
MAX
MIN
1
10
100
1000
10000
100000
30
1000000
AÑOS
TIEMPO (HORAS)

Fig. 3

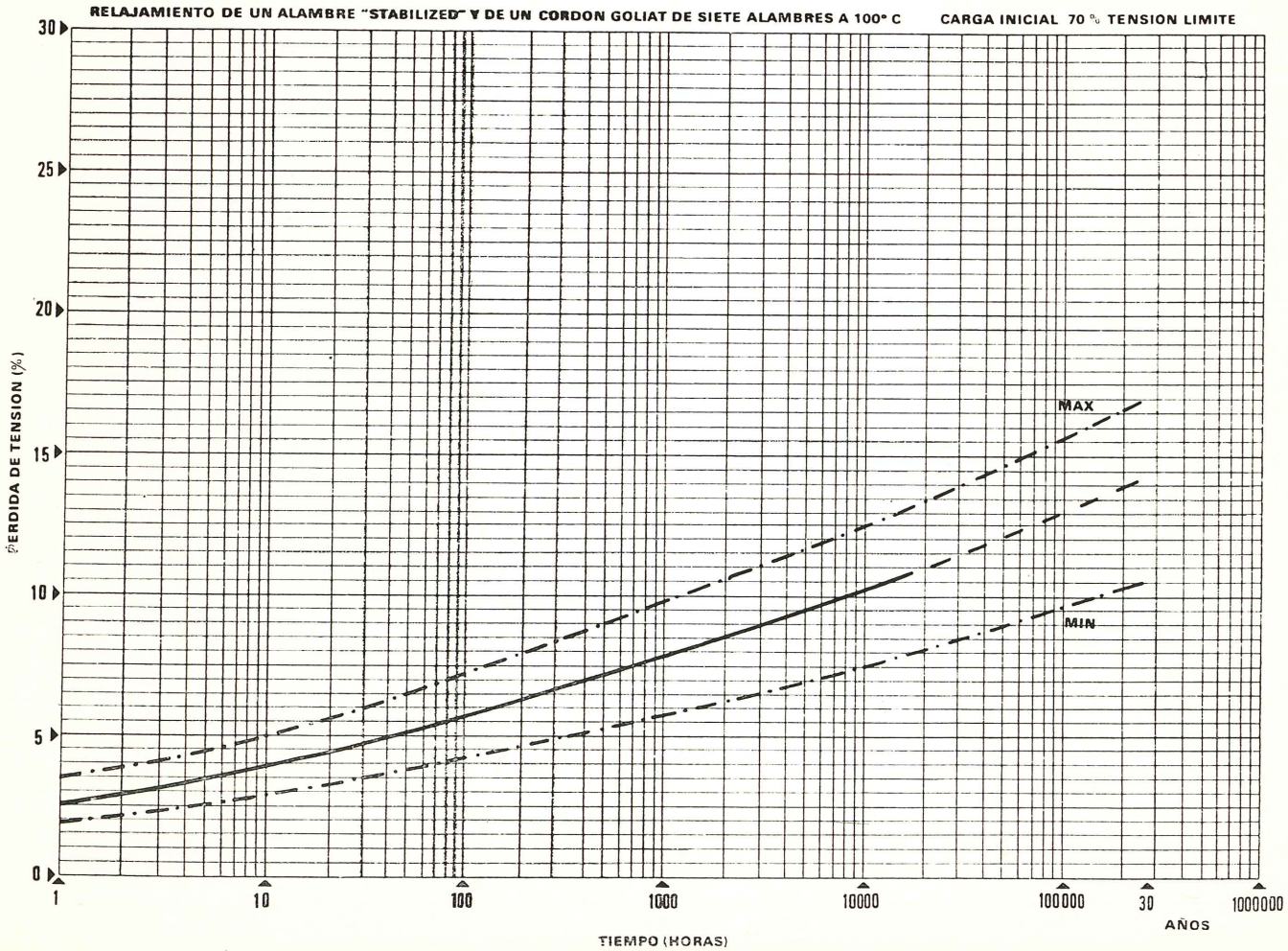

RELAJAMIENTO DE UN ALAMBRE "STABILIZED" Y DE UN CORDON GOLIAT DE SIETE ALAMBRES A 100° C
CARGA INICIAL 70 % TENSION LIMITE
PERDIDA DE TENSION (%)
0
5
10
15
20
25
30
MAX
MIN
1
10
100
1000
10000
100000
30
1000000
AÑOS
TIEMPO (HORAS)

Fig. 4

La figura 5 muestra los gráficos de temperatura/tiempo para el curado a vapor en nuestras factorías. La curva más tendida es la correspondiente a la temperatura interna de la pieza y, por tanto, de los cables. Partiendo de esta curva y de los gráficos anteriores, podemos estimar los incrementos sucesivos de relajación y su suma hasta el momento en que la temperatura baje a la normal. La diferencia entre esa suma y la relajación a 20° será el aumento debido al proceso térmico; en caso de pretensado y con cables estabilizados ese aumento puede ser del orden del 1 %; en el caso de postensados que se tesen total o parcialmente al terminar el ciclo del vapor, el aumento puede ser del doble, ya que la tensión inicial se hace a una temperatura muy alta.

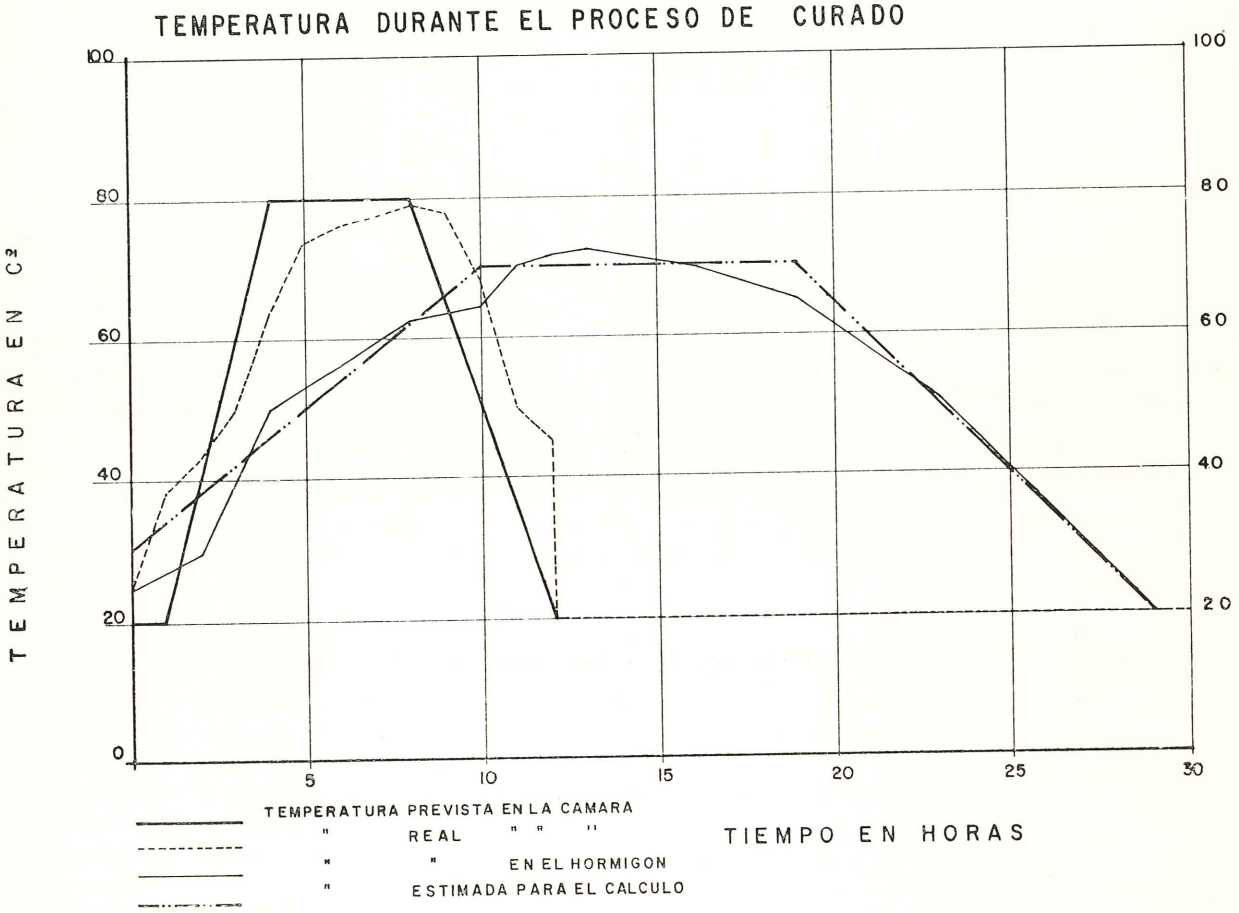


Fig. 5. Gráficos de temperatura/tiempo para el curado a vapor en factoría

En cuanto a la estimación de los valores del módulo elástico a las diferentes edades del mismo, partimos de una ley aproximada de las resistencias previstas a partir de la terminación total del proceso térmico. Se trata evidentemente de cargas permanentes y con niveles de tensión que no superan el 50 % de la resistencia. Por todo ello podemos tomar el módulo tangente para cargas duraderas.

La variación de la resistencia debe fijarse a la vista del proceso de curado y conservación de las piezas. En el caso de las vigas fabricadas en la factoría de Sagunto, hemos considerado una variación de resistencia relativa R_{bt}/R_{b28} como la indicada en la siguiente tabla. Y dada la situación de la factoría, consideramos ambiente húmedo.

t	3	7	28	90	365
$\frac{R_{bt}}{R_{b28}}$	0,700	0,847	1,000	1,076	1,13

$$E_{bt} = 140.000 \sqrt{R_{bt}} \qquad (t/m^2)$$

Naturalmente se realizan en el laboratorio unas medidas de correlación edad/módulo elástico, para comprobar o corregir la estimación efectuada.

Para la evaluación de las pérdidas en la tensión de la armadura debidas a la fluencia del hormigón, calculamos una excentricidad media equivalente e_m a efecto de flechas.

Las expresiones siguientes son los valores previsibles del esfuerzo total de la armadura: La superior es la correspondiente a la viga recién apoyada adecuadamente en el acopio. La inferior corresponde a cada uno de los períodos parciales en que dividimos la edad de la viga en cuestión. Cada una de las pérdidas parciales de tensión se calculan para los incrementos respectivos de tiempo, fluencia, retracción y relajación y para medias de N_{mt}, σ_{btm}, E_{btm} (esfuerzo en la armadura, tensión en el hormigón al nivel del eje de aquélla, y módulo elástico del hormigón, todo ello en el tiempo medio del período Δt).

$$N_{x1} = N_o \left[1 - \left(\frac{1}{A} + \frac{e_x^2}{I} \right) - 0{,}10 \left(\frac{N_o - 0{,}5\, N_r}{0{,}2\, N_r} \right)^2 \right] +$$

$$+ \frac{\gamma \cdot A\,(l^2 - 4x^2)}{8} \cdot \frac{e_x}{I} \cdot \frac{E_c}{E_{bo}} \cdot \omega_c$$

$$N_{xt} = N_{x1} - \omega_c \sum_{to}^{t} \left[\Delta_t\,(\Delta\sigma_{apf}) + \Delta_t\,(\Delta\sigma_{apr}) + \Delta_t\,(\Delta\sigma_{apj}) \right]$$

(Interesan valores para el centro, quiebre y $x = x_m$)

La expresión de la flecha por peso propio y la de la contraflecha debida al pretensado, que componen la contraflecha inicial al apoyar la viga en el acopio viene dada por la fórmula:

$$\left.\begin{aligned} \Delta y_g &= -\frac{5}{384} \cdot \frac{\gamma \cdot A \cdot l^4}{E_{bo} \cdot I} \\ \Delta y_N &= +\frac{(N_{m1}\, e_m) \cdot l^2}{8\, E_{bo}\, I} \end{aligned}\right\} \Delta y_1 = \Sigma\, \Delta y$$

Las expresiones del incremento de contraflecha debido a los incrementos de fluencia y la recuperación de flecha debida al decremento del esfuerzo total ΔN_{mt} durante el mismo intervalo son

$$\Delta_t\,(\Delta y_f) = +\sigma_{btm} \cdot \frac{l^2 \cdot \Delta\varphi}{8 \cdot e_m \cdot E_{btm}}$$

$$\Delta_t\,(\Delta y_j) = -\Delta N_{mt}\, \frac{e_m \cdot l^2}{8\, E_{btm} \cdot I}$$

$$\Delta y_t = \sum_{to}^{tf} \left[\Delta_t\,(\Delta y_f) + \Delta_t\,(\Delta y_j) \right]$$

En el cuadro siguiente se resumen los resultados previsibles para un determinado tipo de viga pretensada.

EVOLUCION DE CONTRAFLECHAS Y TENSIONES EN ARMADURAS Y HORMIGON

Edad	Inicial	7	14	28	90 días
Δy	18	35	41	48	64 mm
σ_{apc}	109	105	104	103	99 kg/mm²
σ_{bcs}	—4	—3	—2	—2	—1 kg/cm²
σ_{bci}	+122	+116	+114	+111	+106 kg/cm²
σ_{apd}	109	105	104	102	99 kg/mm²
σ_{bds}	—6	—4	—4	—3	—2 kg/cm²
σ_{bdi}	+125	+118	+116	+114	+108 kg/cm²

Naturalmente, las previsiones así obtenidas deben ser más bien un límite superior, ya que es normal que las recomendaciones del C.E.B. para cada uno de los parámetros sean también límites desde el punto de vista de las deformaciones.

6. MEDIDA DE TENSIONES EN LAS ARMADURAS ACTIVAS

Si se trata de vigas con armaduras rectas, con gatos muy bien calibrados y, sobre todo, con la medición de los alargamientos (que en bancadas son muy importantes), se pueden conocer perfectamente las tensiones de anclaje.

En el caso de vigas con armaduras poligonales se suelen dar tensiones diferentes para las diferentes capas de cables en su posición inicial horizontal, de forma que al efectuar la bajada de los mismos a su posición definitiva los respectivos incrementos de longitud correspondientes a los trazados quebrados igualen las deformaciones unitarias y, por tanto, las tensiones (ver figuras 6, 7 y 8).

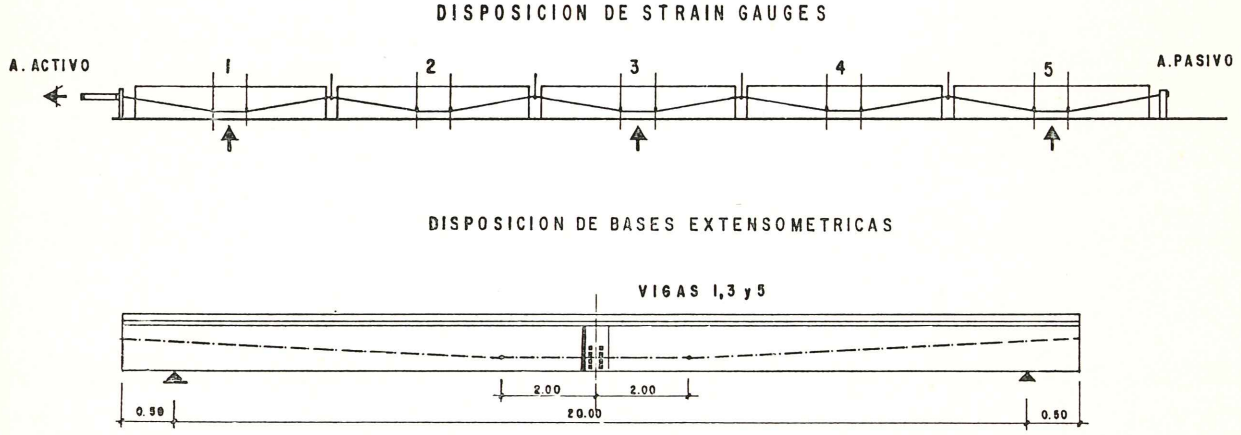
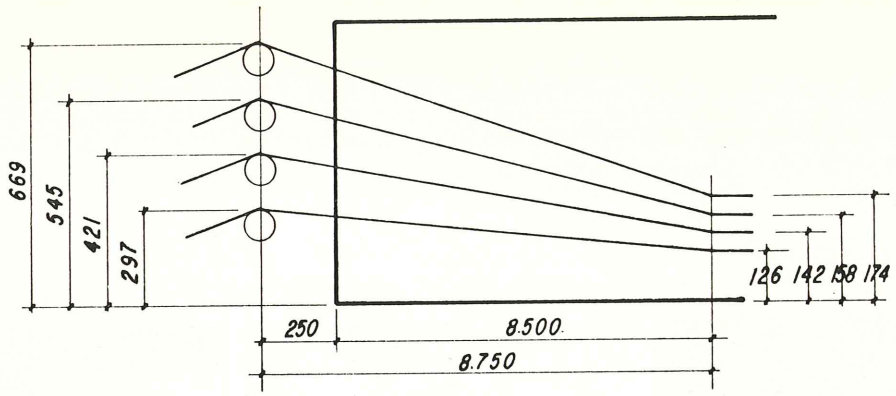


Fig. 6



FILA 1

$tg\alpha_1 = \frac{669-174}{8.750} = 0,05657$ $\quad \alpha_1 = 3°\,14'\,16''$

$Sen.\alpha_1 = 0,05647$ $\quad 250 \times tg\alpha_1 = 14$ $\quad 669-14 = 655$

FILA 2

$tg\alpha_2 = \frac{545-158}{8.750} = 0,04422$ $\quad \alpha_2 = 2°\,31'\,57''$

$Sen.\alpha_2 = 0,04418$ $\quad 250 \times tg\alpha_2 = 11$ $\quad 545-11 = 534$

FILA 3

$tg\alpha_3 = \frac{421-142}{8.750} = 0,03188$ $\quad \alpha_3 = 1°\,49'\,35''$

$Sen.\alpha_3 = 0,03187$ $\quad 250 \times tg\alpha_3 = 8$ $\quad 421-8 = 413$

FILA 4

$tg\alpha_4 = \frac{297-126}{8.750} = 0,01954$ $\quad \alpha_4 = 1°\,7'\,10''$

$Sen.\alpha_4 = 0,01954$ $\quad 250 \times tg\alpha_4 = 5$ $\quad 297-5 = 292$

Fig. 7

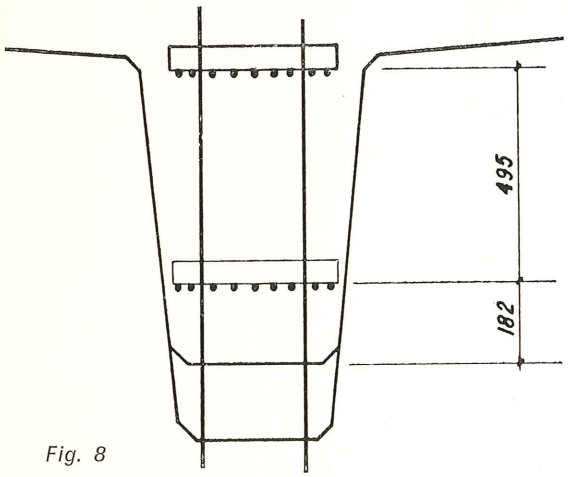


Fig. 8

CAPA DE CABLES		TENSIONES DEFINITIVAS	TENSIONES EN QUIEBROS		INCREMENTO DE TENSION POR ALARGAMIENTO DE CABLES	TENSIONES INICIALES DE 1er PRETENSADO
(1)	6	17,601	6 x 17,6 x 0,05647 =	5,96	3,42	14,18
(2)	6	17,601	6 x 17,6 x 0,04418 =	4,67	2,10	15,50
(3)	6	17,601	6 x 17,6 x 0,03187 =	3,36	1,08	16,52
(4)	6	17,601	6 x 17,6 x 0,01954 =	2,06	0,42	17,18
	24			16,06		

DEFINICION DEL PRETENSADO

TENSIONES EN LAS DISTINTAS FASES DE PRETENSADO

En todos los casos es muy conveniente efectuar un control de tensiones efectivas, por lo menos, a continuación de cualquier cambio que tenga lugar (nuevas armaduras, nueva sección de la viga, etc.).

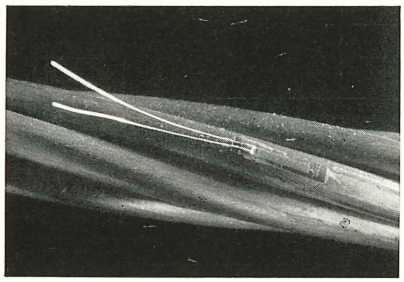


Fig. 9

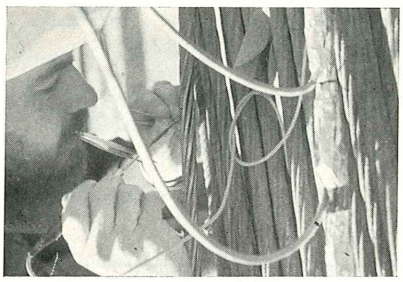


Fig. 10

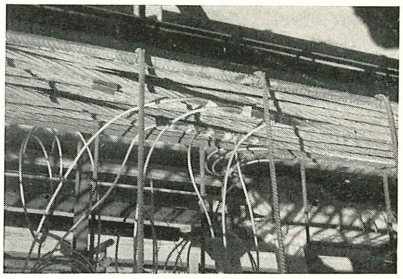


Fig. 11

Esta medida de tensiones puede efectuarse perfectamente con ayuda de extensómetros eléctricos («strain-gauges»), debiendo realizarse para cada una de las capas o, al menos, para las dos extremas, de forma que puedan interpolarse las variaciones de tensión de las intermedias. En las figuras 9, 10 y 11 puede observarse la disposición de colocación de los «strain-gauges», que posteriormente se protegen con capas de caucho y láminas de aluminio.

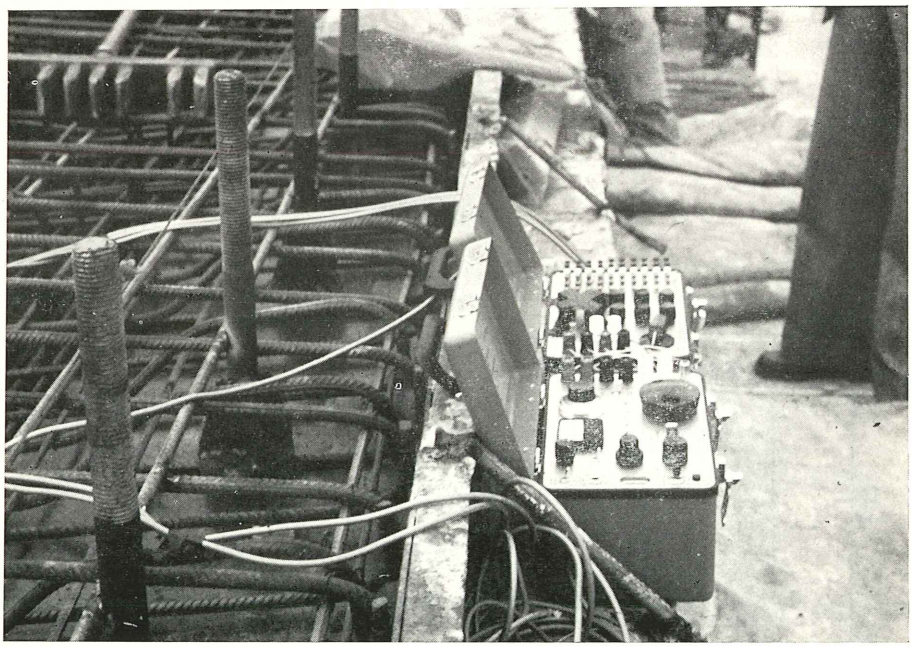


Fig. 12

La figura 12 muestra un momento de la medición de deformaciones.

Deben efectuarse ensayos en laboratorio para verificar la correlación, / medidas de «strain-gauges»/tracciones en el cable.

7. MEDIDA DE TENSIONES EN LAS ARMADURAS A PARTIR DEL HORMIGONADO

Para hormigones jóvenes, los altos valores de la fluencia del hormigón hacen inoperante todo intento de medir tensiones en el hormigón, mediante extensómetros mecánicos o elásticos. Por otra parte, también los valores del módulo elástico tienen variaciones generales y locales que pueden llegar a un 20 %.

Por ello, nosotros hemos adoptado un criterio más realista. Partiendo de que se conoce el valor del esfuerzo total de la armadura activa a partir del momento inmediatamente anterior a la transferencia de tensiones, comenzamos a medir las deformaciones normales de la viga en la faja que envuelve a la armadura activa (ver figuras 13 y 14).

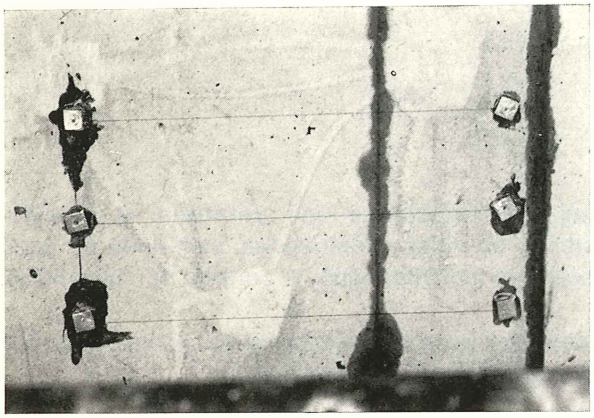


Fig. 13

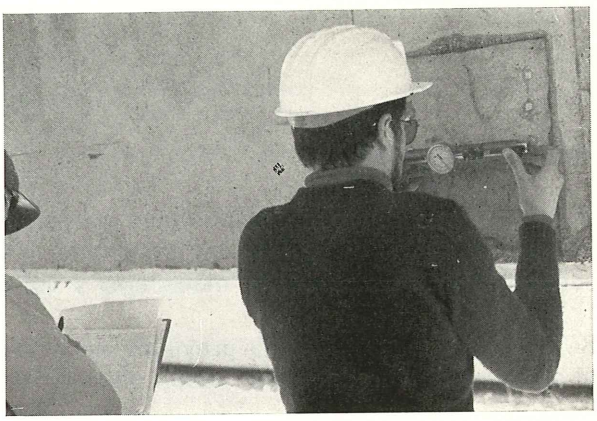


Fig. 14

8. CALCULO DE TENSIONES EN EL HORMIGON

Conociendo el nivel del centro de gravedad de las armaduras en una sección dada, deduciremos las variaciones de deformación del cable y, con ellas, las de la tensión del mismo, lo que nos permite deducir el valor del esfuerzo total en cada momento.

De esta forma y para las características mecánicas de la viga, deduciremos el estado tensional en la misma. En todo ello suponemos al hormigón en régimen elástico, aunque también podríamos operar en régimen anelástico.

9. MEDICION DE CONTRAFLECHAS

Simultáneamente con las sucesivas mediciones de las deformaciones normales en la viga, se efectuarán las correspondientes a la contraflecha de la misma (figs. 15 y 16).

La correlación que se observe entre las tensiones normales en el hormigón y las contraflechas en la viga, nos permitirán utilizar como base de control simplemente los valores de la contraflecha, deduciendo de ellos las tensiones normales residuales máximas de la viga que proporcionan el margen de resistencia de aquélla ante las futuras sobrecargas.

Naturalmente, este control simplificado sólo es válido para cada serie típica de vigas fabricadas en las mismas condiciones.

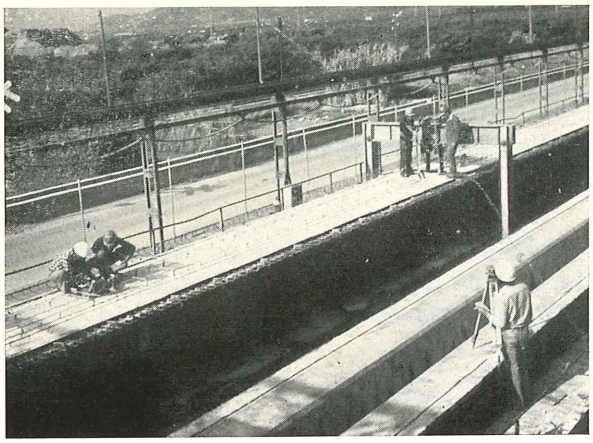


Fig. 15

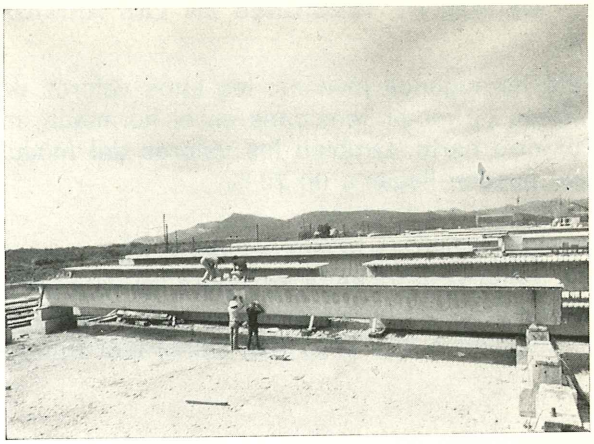


Fig. 16

10. **CONCLUSIONES**

El trabajo que antecede proporciona en primer lugar orientaciones que permiten el planteamiento de una previsión de deformaciones y tensiones en vigas pretensadas, partiendo de unas características dadas de los materiales y del proceso de hormigonado y curado del hormigón.

Se tiene en cuenta, para la previsión de la relajación del acero, la temperatura ocasionada por el proceso de curado —que puede alcanzar una cierta importancia relativa—.

De nuestro estudio se deduce la importancia preponderante de la fluencia del hormigón en este tipo de vigas pretensadas, con hormigones jóvenes, trabajando desde el primer momento a tensiones elevadas. Esta realidad es análoga a lo que sucede en otros tipos de obras en que se tensan hormigones jóvenes (puentes de voladizos sucesivos in situ, etc.).

Por otra parte, creemos que nuestras sugerencias sobre la forma de efectuar las mediciones de las tensiones de las armaduras activas y el consiguiente cálculo de tensiones en el hormigón de las vigas, será de utilidad a muchos de nuestros colegas, permitiendo al propio tiempo el establecimiento de un sencillo sistema de control de vigas prefabricadas pretensadas.

Finalmente, creemos de la mayor utilidad que, con los cálculos anejos al proyecto de vigas, se incluya una estimación detallada de las contraflechas y tensiones remanentes en el hormigón de aquéllas. Los resultados de los programas correspondientes habrán de ser previamente contrastados con los necesarios ensayos de los elementos en taller, corrigiéndolos si fuera necesario.

Palabras pronunciadas en la clausura de la VIII Asamblea A. T. E. P. en La Laguna (Tenerife)

F. ARREDONDO Y VERDU

Director del Instituto Eduardo Torroja
de la Construcción y del Cemento

Es costumbre que el discurso de clausura de las asambleas nacionales de la Asociación Técnica Española del Pretensado esté a cargo del Presidente de dicha Asociación.

En estos momentos la Asociación no tiene Presidente. Es muy dolorosa la ausencia de Fernando Cassinello y no voy a referirme ahora a su personalidad ni a su prematura muerte; de todo ello hemos hablado mucho. Solamente diré las palabras que emplea Gabriel y Galán para terminar una de sus más conocidas composiciones poéticas: «...Dios lo ha querido así, bendito sea».

Por no tener Presidente la Asociación, los organizadores de esta VIII Asamblea me han hecho el honor de invitarme a dirigiros unas palabras en este solemne acto de clausura realzado por la presencia de las relevantes personalidades que nos acompañan y que, con una amabilidad tan extraordinaria, que no encontramos palabras suficientemente expresivas para agradecérsela, han sabido robar tiempo a sus importantes ocupaciones habituales para estar en estos momentos con nosotros, lo que supone un reconocimiento expreso de la importancia que otorgan a los trabajos que durante estos días hemos venido desarrollando, dando con ello una prueba más de su fina sensibilidad de espíritu.

Es ya tradicional que, al clausurar estas Asambleas, se haga un resumen y una crítica de las mismas, aprovechando la ocasión para expresar el reconocimiento de la Asociación a cuantos han intervenido en su organización y desarrollo y han aportado su granito, o su tonelada, de arena, contribuyendo así, cada uno en la medida de sus posibilidades, a hacer realidad la celebración de estas jornadas.

Larga e intensa ha sido la labor desarrollada por la ATEP desde su creación en 1949 por nuestro inolvidable maestro Eduardo Toroja. En junio del pasado año de 1974 y en solemne sesión académica, que la mayoría de vosotros recordaréis, conmemorábamos el 25 aniversario de su fundación.

Durante todos estos años la Asociación ha venido evolucionando en paralelo con la técnica a cuyo estudio, desarrollo y difusión se dedica.

La siempre genial intuición de Torroja cuando el pretensado se encontraba aún en sus balbuceos, cuando aún nos faltaban las materias primas idóneas, cuando era preciso una gran habilidad y un gran prestigio para conseguir de la Administración el necesario permiso para poder aplicar los principios de esta técnica a la realización de una estructura, supo ya prever su fulgurante desarrollo y el brillante porvenir que le aguardaba; y puso todo su empeño en crear una entidad que mediante publicaciones, conferencias, cursillos, reuniones, etc., contribuyese a la formación del grupo de técnicos que el país necesitaba para aprovechar las indudables ventajas y posibilidades que la nueva modalidad constructiva ponía a disposición de quienes con audacia y con la preparación suficiente fuesen capaces de aprovecharlas.

Y gracias a ello España, como hemos podido comprobar en las diferentes reuniones internacionales en las que ha participado se ha mantenido siempre en la primera línea en este campo. Como apoyo de esta afirmación ahí están esas estupendas realizaciones que durante estos días se nos han descrito y el privilegiado lugar que antes y ahora nuestro grupo nacional ha ocupado siempre dentro de la Federación Internacional del Pretensado.

De entre las diferentes actividades que nuestra Asociación ha venido desarrollando, una de las más eficaces por sus resultados, y de las más favorablemente acogida por todos, ha sido la organización de las Asambleas Técnicas de las cuales ahora se clausura la VIII. Las primeras se celebraron en Madrid, pero cuando las circunstancias lo permitieron, cuando el constante incremento del número de asociados lo hizo posible, de acuerdo con nuestros principios estatutarios se consideró conveniente llevar estas reuniones a las distintas regiones de nuestra patria, y así la IV Asamblea se celebró en Barcelona, la V en Bilbao, la VI en Valencia, la VII en Sevilla y la actual, la VIII, en estas maravillosas Islas Afortunadas. De lo acertado de este criterio es buena prueba el éxito siempre creciente de estas sucesivas convenciones, todas las cuales han constituido un evidente impacto en el correspondiente ámbito local a consecuencia del cual, desde ese momento, se ha creado un ambiente especialmente favorable para el desarrollo del pretensado en todos sus posibles campos de aplicación, que era precisamente lo que se trataba de conseguir.

No quisiera pecar de triunfalista al hacer el resumen de las jornadas que clausuramos. Habéis tenido unos días muy cargados de trabajo y no es mi intención fatigaros más.

Pero es obligado efectuar un balance, aunque sea resumido, de lo que se ha logrado aunque eso nos lleve al manejo de cifras, lo que nunca resulta divertido. Con satisfacción hemos visto como el número de participantes excedía de los 200 a pesar de la desventaja que suponía un viaje de más de 2.000 km desde vuestros domicilios con un gasto como es lógico superior al necesario en anteriores ocasiones y precisamente en unos momentos en que la coyuntura económica no puede decirse que esté en su mejor momento.

Claro que, como compensación, el lugar elegido y el programa organizado ofrecía unos atractivos difíciles de superar. Como ya se esperaba la participación femenina es la más numerosa de las registradas en las asambleas hasta ahora celebradas. Este aspecto, siempre muy agradable, creo que constituye uno de los datos que debemos anotar en el «haber» de nuestro balance. No me gustaría que me tachaseis de mal pensado. Sé que nuestras esposas, dentro de la más pura ortodoxia y siguiendo los preceptos de la Epístola de San Pablo del antiguo ritual del matrimonio, están siempre dispuestas a acompañarnos fielmente, tanto en nuestras alegrías como en nuestras penas, en nuestros éxitos y en nuestros fracasos, en los buenos y en los malos tiempos. Estoy convencido de ello. Pero no sé por qué me parece que en esta ocasión concreta en el cumplimiento de este deber ha habido ciertas influencias extrañas al parecer localizadas en determinadas zonas comerciales de la población. De cualquier forma, encantadoras damas que me escucháis, os quedamos profundamente agradecidos por vuestra agradable compañía y por lo felices que con ella nos habéis hecho.

De la categoría e importancia de las comunicaciones presentadas, vosotros mismos juzgaréis. En mi opinión, su interés ha sido extraordinario y nos han permitido formarnos una completa idea de la situación actual de nuestra técnica y de las últimas realizaciones conseguidas en sus diferentes campos de aplicación. Para mí tiene una extraordinaria importancia el que un gran número de eminentes especialistas, con toda franqueza, y con el indudable y logrado propósito de poner al alcance y en conocimiento de todos lo que ellos saben, hayan expuesto sin reservas lo que han conseguido con sus trabajos, los problemas con que han tropezado y cómo los han resuelto, las cosas que les han salido bien y las que no han resultado tan satisfactorias. Esto tiene un gran valor. Significa que en estas reuniones no se viene a presumir, sino a compartir entre amigos, como en una gran familia, experiencia, saberes, éxitos y fracasos, sin temor a competencias, con el ánimo de ayudarse unos a otros para, entre todos contribuir al mejor, más amplio y más rápido desarrollo del pretensado, para bien de la técnica y, en definitiva, para bien de la comunidad que es la que en último término sale beneficiada, puesto que es la que va a disfrutar de las comodidades y ventajas de las realizaciones que tal técnica proporciona.

Quizás algunos hayan encontrado demasiado sobrecargadas las sesiones. Pero hay que considerar que era mucho lo que había que decir y poco el tiempo para ello disponible, puesto que tampoco era posible distraeros muchos días de vuestras ocupaciones habituales.

El número total de comunicaciones presentadas ha sido el de 43. Como pura anécdota, que viene a confirmar nuestra nacional idiosincrasia, os diré que cuando finalizó el plazo previamente señalado para la presentación de trabajos, se habían recibido siete; los treinta y seis restantes llegaron fuera de plazo. Ello nos obligó a modificar, ampliándolo, el programa previsto y a adelantar el acto de inauguración a lo que, con su inigualable benevolencia accedieron las autoridades y organismos locales aunque ello les haya ocasionado no pequeños trastornos. Pero somos así.

Además de estas comunicaciones se han proyectado ocho documentales, en los cuales se nos ha mostrado la realización de algunas obras espectaculares, los métodos de fabricación de los aceros indispensables para la introducción de las fuerzas de pretensado, la organización de grandes plantas dedicadas a la prefabricación de elementos, etc.

En cambio, en la exposición, el número de participantes ha sido muy pequeño como era fácil de prever dadas las dificultades para el traslado y entrada y salida de los materiales necesarios; esto hace más encomiable el esfuerzo realizado por los que, venciendo todos los inconvenientes, nos han traído hasta aquí las muestras de sus productos. Esta escasez de expositores se ha visto, en parte, compensada por la abundante documentación técnica en forma de catálogos, folletos, etc., que se nos ha entregado y que constituyen una amplia y completa información sobre las materias primas, equipos y productos utilizados en la técnica del pretensado, que existen en el mercado nacional.

No quiero prolongar más esta intervención. Sean mis palabras finales de agradecimiento a cuantos han colaborado con tanta generosidad y entusiasmo en la organización y desarrollo de esta Asamblea. Desde las primeras autoridades hasta el más humilde de los que han trabajado con extraordinario entusiasmo en la labor que se les encomendó durante estos días de sesiones, todos y todas, se han hecho acreedores a nuestra gratitud. Con todos ellos hemos contraído una deuda difícil de saldar.

Y ahora, amigos todos, a seguir disfrutando de tantos agasajos como se nos tienen preparados. Extraordinaria es la belleza de formas y perfecta la terminación de las estructuras que se nos han presentado en las pasadas sesiones y cuya realización sólo ha sido posible gracias a los avances de la técnica, a vuestra genialidad y sabiduría, a vuestro bien saber hacer. Gocemos ahora de esas otras maravillas que Dios ha querido concentrar en estas tierras para nuestro solaz y para hacernos presente su infinito poder y su infinita bondad. Seamos agradecidos y reconozcamos sinceramente nuestras humanas limitaciones, que nunca nos permitirán conseguir la belleza de cualquiera de esas flores que tanto abundan en los parques y jardines profusamente distribuidos en estas ciudades y la perfección de las formas de esas maravillas que por sus calles pasean para distracción de nuestra vista.

Y ojalá que lo mismo que con nuestros avances tecnológicos hemos conseguido eliminar o disminuir rozamientos, hacer desaparecer fisuras y grietas y lograr que distintos materiales, trabajando en íntima colaboración, contribuyan solidariamente a la realización de estructuras capaces de cumplir satisfactoriamente los fines a los que van destinadas, podamos algún día en este mundo desgarrado, lleno de fricciones, de incompatibilidades inútiles, de violentos esfuerzos destructores, saber encontrar la fórmula de la unidad, de la convivencia amistosa, de la colaboración que nos permitan alcanzar esa felicidad terrenal, esa vida mejor, más armoniosa, más feliz para todos, que constituye nuestra gran inmediata aspiración.

Miembros protectores
de la Asociación Técnica Española del Pretensado

Dentro de nuestra Asociación existe una categoría, la de **«Miembro Protector»,** a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritas en esta categoría de **«Miembro Protector»** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA.—Velázquez, 23. Madrid-1.
AGUSTI, S. A.—Carretera de Barcelona, 36. Gerona.
ALVI, S. A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).—Marina Moreno, 31. Zaragoza.
ARPING, ESTUDIO TECNICO.—Avenida del Generalísimo, 51, derecha. Madrid-16.
CAMARA, S. A.—Paseo de San Vicente, 4. Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S. A.—J. Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.
CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A. (CYASA-PPB).—Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S. A.—Grijalba, 9. Madrid-6.
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O. P. CENTRO BIBLIOGRAFICO.—Alfonso XII, 3. Madrid-7.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L.—Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
CIMENTACIONES ESPECIALES, S. A.—Avenida del Generalísimo, 20. Madrid-16.
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A.—Alameda de Osuna, 50. Madrid-22.
ELABORADOS METALICOS, S. A.—Apartado 553. La Coruña.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A.—Juan de Mena, 8. Madrid-14.
ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA BAUER, S. A.—Pintor Juan Gris, 5. Madrid-20.
E. T. S. INGENIEROS DE CAMINOS.—Jorge Girona Salgado, 31. Barcelona-17.
EUROPEA DE INYECCIONES, S. A. (EURINSA).—López de Hoyos, 13. Madrid-6.
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A.—Balmes, 36. Barcelona-7.
FORJADOS DOMO.—Hermosilla, 64. Madrid-1.
FREYSSINET, S. A.—General Perón, 20. Madrid-20.
HEREDIA Y MORENO, S. A.—Princesa, 3. Madrid-8.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S. A.—Archs, 10. Barcelona-2.
HIFORCEM.—Apartado 41. Sevilla.
IBERING, S. A.—Plaza Gala Placidia, 5-7. Barcelona-6.
INDUSTRIAS GALYCAS, S. A.—Portal de Gamarra, 46. Vitoria.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE ESTRUCTURAS Y TUNELES.—M.O.P., Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
INTECSA.—Condesa Venadito, 1. Madrid-26.
INTEMAC.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.—Zurbano, 41. Madrid-10.
LABORATORIO CENTRAL DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.—Alfonso XII, número 3. Madrid-7.
MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S. A.—Apartado 34. BENICARLO (Castellón).
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A.—Paseo de Pereda, 32. Santander.
PACADAR, S. A.—Hermosilla, 57. Madrid-1.
PRELOAD SISTEMAS, S. A.—Avenida del Generalísimo, 30. Madrid-16.
PRENSOLAND, S. A.—Calle Industria, s/n. San Martín de Centellas. Barcelona.
PROCEDIMIENTOS BARREDO.—Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
S.A.E. BBR.—Rosellón, 229. Barcelona.
S. A. ECHEVARRIA.—Apartado 46. Bilbao-8.
SICOP, S. A.—Princesa, 24. Madrid-8.
SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A.—Velázquez, 150. Madrid-2.
TECNICAS DEL PRETENSADO, S. A. (TECPRESA).—Velázquez, 105. Madrid-6.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A.—Monturiol, 5. Santa María de Bárbara (Barcelona).
VICENTE PEIRO FAYOS.—Quintana, 26. Madrid-8.

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

Son Instituciones Miembros Correspondientes del
Instituto Eduardo Torroja
de la Construcción y del Cemento

La Pontificia Universidad Católica de Chile (Santiago de Chile).

La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Calí (Colombia).

El Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca (República Argentina).

La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (Lima).

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (Caracas).

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).

La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).

El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).

El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires (República Argentina).

La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia (Medellín).

La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco (México).

El Departamento Técnico y Laboratorios de Aprovence, Caracas (Venezuela).

El Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay (Montevideo).

El Centro Impulsor de la Habitación, A. C., de México.

El Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina (Buenos Aires).

El Departamento de Obras Civiles de la Universidad de Chile (Santiago de Chile).

El Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C. - YMCIC (México).

La Escuela Técnica de Ingenieros de la Comandancia General del Ejército. Quito (Ecuador).