atep

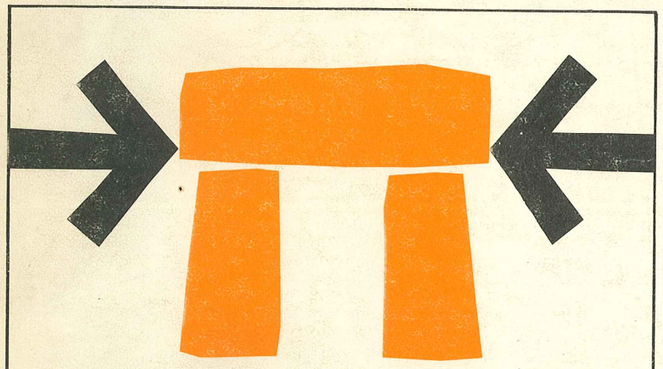
asociación técnica
española del pretensado

hormigón y acero n. 130 - 131 - 132

4042

hormigón y ACERO

nos. 130-131-132



IX ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

2 al 6 de octubre de 1978 / La Coruña

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO.

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO.

COSTILLARES (CHAMARTIN). MADRID-33.

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

hormigón y acero

nos. 130-131-132

1.º, 2.º y 3.er trimestre 1979

CUOTAS ANUALES

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

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

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

APARTADO 19.002 - COSTILLARES - CHAMARTIN - MADRID - 33

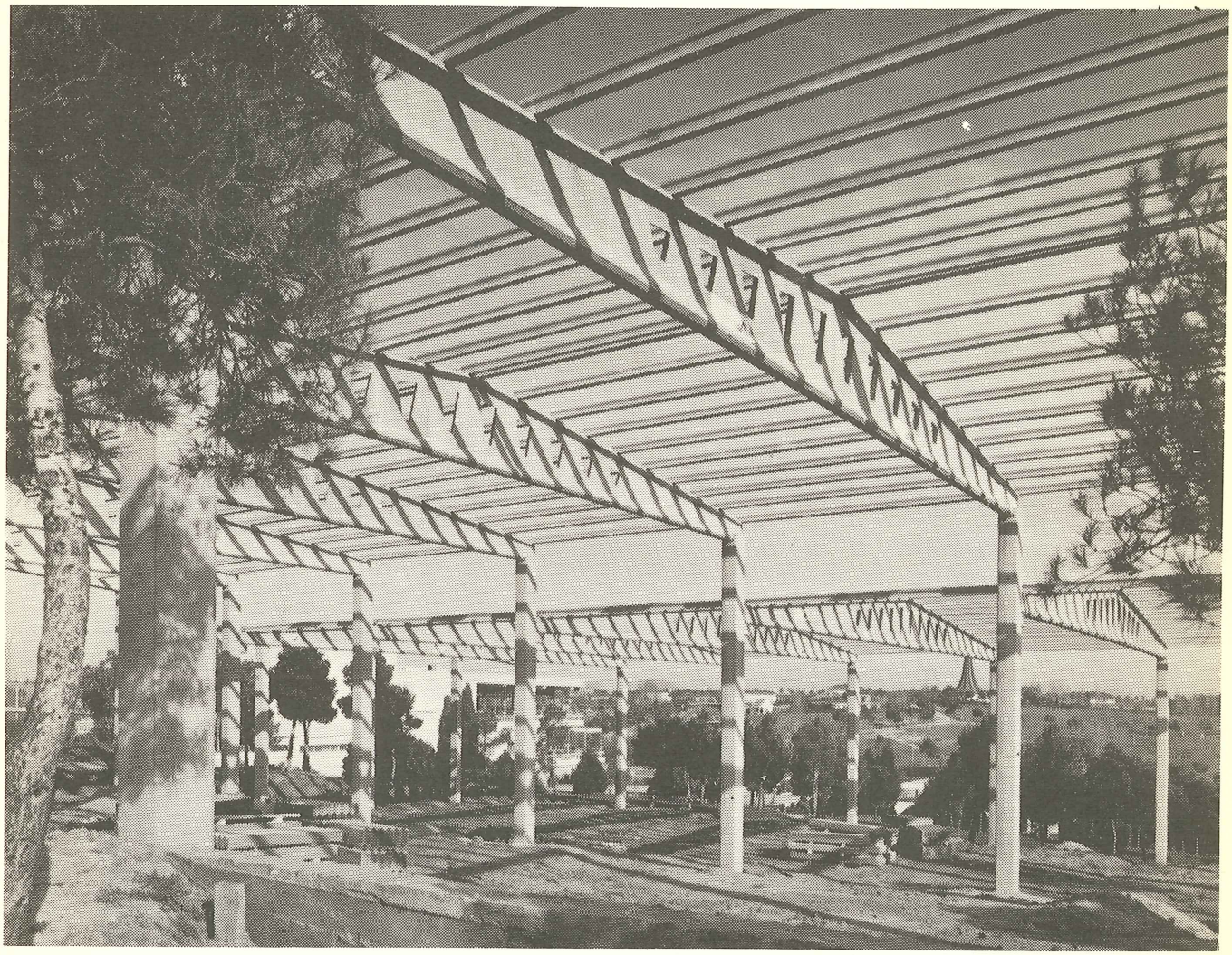
Depósito Legal: M -853-1958
Imprime: ACOR, S.A. - M. Hernández, 50 - MADRID

PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

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



Estructura de cubierta a varios niveles en Las Lomas-El Bosque, prefabricada y montada incluso pilares, por ALVI, S.A. Anchura de cada nave: 25,00 m.

FABRICAS:

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

MONZON: Carretera de Lérida - Teléfono 40 07 80.

GRAÑEN: Carretera de Huesca - Teléfono 27.

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

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

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

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

Oficinas: Orense, 10 - Teléfono: 455 05 35/6/7. MADRID-20.

Comité de Redacción
de la Revista
Hormigón y Acero

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

hormigón y acero

nos. 130-131-132

índice

Informe resumido de las actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1978 15
Compte rendu de l'Activité de l'Association Technique Espagnole de la Précontrainte au cours de 1978.
Short report on the activity of the Spanish Technical Association of prestressing during 1978.
R. Piñeiro.

Informe General sobre la IX Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. . . . 28
Rapport général sur la IXe Assemblée Technique Nationale de l'A.T.E.P.
General report on the IX A.T.E.P. National Technical Assembly.
R. Piñeiro.

Discurso pronunciado en la Sesión de Apertura de la IX Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. 39
Discours prononcé au cours de la Séance d'Ouverture de la IXe Assemblée Technique Nationale de l'A.T.E.P.
Speech pronounced at the Opening Session of the IX A.T.E.P. National Technical Assembly.
J. A. Torroja.

457-6-5 **Determinación de las tensiones en las cabezas de anclaje** 41
Détermination des contraintes dans les têtes d'ancrages.
Determination of stresses in the anchorage ends.
J. Domínguez Abascal y E. Alarcón Alvarez.

457-8-57 **Ensayos comparativos de adherencia por los métodos Beam-Test y Pull-Out sobre barras corrugadas de grandes diámetros** 55
Essais comparatifs d'adhérence par les méthodes Beam-Test et Pull-Out sur des barres à haute adhérence de grands diamètres.
Estimative bond tests through Beam-Test and Pull-Out methods on deformed large diameter bars.
J. Calavera, A. Delibes, G. González Isabel y J. M. Izquierdo.

457-8-58 **Variabilidad y predicción de los resultados de ensayos de relajación** ... 63
Variabilité et prédiction des résultats d'essais de relaxation.
Variability and prediction of results for relaxation test.
J. M. Gálligo y C. de la Peña.

457-8-59 **Influencia de la oxidación y de las manchas de mortero sobre la adherencia de armaduras de hormigón** 73
L'influence de l'oxydation et des taches de mortier sur l'adhérence des armatures du béton.
The influence of rusting and mortar stains on the bond properties of concrete reinforcement.
J. Calavera, A. Delibes, J.M. Izquierdo y J.M. Fernández Paris.

457-8-60 **Comportamiento a temperatura del gas natural licuado, de un sistema tendón-anclaje, postesado a 165 t** 85
Comportement, à température du gaz naturel liquéfié, d'un système câble-ancrage, postcontraint a 165 t.
Behaviour, at liquefied natural gas temperature, of a tendon-archorage system, post-tensioning to 165 t.
M. Elices y V. Sánchez Gálvez.

837-9-1 **Elementos precomprimidos utilizados para pretensar estructuras** 94
Eléments précomprimés utilisés pour précontraindre des structures.
Precompressed members used for prestressing structures.
R. Martí Ayxela.

457-8-61 **Influencia de la modalidad del ataque en la corrosión fisurante bajo tensión, en aceros para pretensado o postensado** 98
Influence de la modalité de l'attaque dans la corrosion fissurante sous contrainte, dans les aciers pour précontrainte ou postcontrainte.
Influence of the type of attack on cracking corrosion under stress, in prestressing or post-tensioning steels.
J. Climent.

457-8-62 **Realización del ensayo en modelo reducido del puente para ferrocarril del acceso a Vigo de la Autopista del Atlántico** 106
Réalisation de l'essai en modèle réduit du pont de chemin de fer pour l'accès à Vigo de l'autoroute de l'Atlantique.
Work done in scale model test of a railroad bridge to Vigo approach on the Atlantic highway.
A. Delibes.

837-1-2 **Nuevo sistema de anclaje para armaduras postesas** 122
Nouveau système d'ancrage pour armatures postcontraintes.
New anchorage system for post-tensioning reinforcements.
Ricardo Barredo.

457-4-6 **Expresiones analíticas para fenómenos diferidos del hormigón** 125
Expressions analytiques pour les phénomènes différés dans le béton.
Analytical expressions for concrete delayed phenomena.
F.J. del Pozo Vindel.

591-3-10 **Ultimas investigaciones sobre tubos pretensados de gran diámetro: aceros, permeabilidad, protección, pruebas y métodos de cálculo** 131
Dernières recherches sur les conduites précontraintes à grand diamètre: aciers, perméabilité, protection, essais et méthodes de calcul.
Latest research on large diameter prestressed pipes: steels, permeability, protection, tests and calculating methods.
J.I. Rodríguez Mira.

457-0-64 **Consideraciones sobre tensiones de corte en la superficie de contacto de piezas compuestas** 139
Quelques considérations sur les contraintes de cisaillement-glissement dans la surface de contact des éléments composites.
Considerations on the shear stresses between contact surface of compound members.
J. Calavera y E. González Valle.

457-8-63 **Contribución a la interpretación de la susceptibilidad al hidrógeno de los aceros de pretensado o postensado, con el ensayo de tiocianato amónico.** 146
Contribution à l'interprétation de la susceptibilité à l'hydrogène des aciers de précontrainte ou postcontrainte, au moyen de l'essai à l'ammonium thiocyanate.
Coments on the susceptibility to hydrogen of prestressing and post-tensioning steels, by means of the ammonium thiocyanate test.
J. Climent.

457-8-64 **Influencia de los estados previos de carga del hormigón sobre su microfisuración y resistencia** 158
L'influence des états préalables de charge du béton sur ses microfissuration et résistance.
The influence of the previous load stage of concrete on its microcracking and strength.
J. Calavera, A. Delibes, J.M.F. París y J.M. Izquierdo.

457-4-7 **Estudio analítico de la influencia de las deformaciones diferidas en estructuras lineales isostáticas del hormigón** 169
Etude analytique de l'influence des déformations différées dans les structures linéaires isostatiques en béton.
Analytical study of the influence of delayed strains on concrete isostatic linear structures.
J. Murcia.

457-8-65 **El coeficiente de seguridad y el momento de rotura nominales como bases de juicio para el control de piezas mediante ensayos de rotura por flexión** 181
Le coefficient de sécurité et le moment de rupture nominaux comme base de jugement pour le contrôle des éléments à l'aide d'essais de rupture par flexion.
The safety factor and the nominal moment of rupture to estimate the control of units by means of the bending rupture test.
J. Calavera.

457-8-66 **Estado de la normativa nacional e internacional de aceros para hormigón armado y pretensado** 195
Etat de la normative nationale et internationale des aciers pour béton armé et précontraint.
The state of the art of the national or international specifications about reinforced and prestressed concrete.
E. Ema Bastardín.

457-8-67 **Nuevo manual de la A.T.E.P. sobre colocación de armaduras** 202
Nouveau Manuel de l'A.T.E.P. sur la mise en place des armatures.
New A.T.E.P. handbook about placing of reinforcement.
R. del Cuvillo.

591-2-130 **Colección de puentes de hormigón pretensado** 211
Collection de ponts en béton précontaint.
Collection of prestressed concrete bridges.
R. del Cuvillo.

457-0-65 **Cálculo en estado límite de inestabilidad, de soportes de hormigón armado** 218
Calcul aux états limites d'instabilité de poteaux en béton armé.
Design of reinforced concrete supports at the instability limit state.
J.J. Arenas.

457-8-69 **Comentarios a una normativa sobre elementos prefabricados de hormigón pretensado para la edificación** 239
Observations à une normative sur des éléments préfabriqués en béton précontraint pour le bâtiment.
Notes about the state of the art on prestressed concrete precast members for building.
J.M. Simón Serra.

457-8-69 **Contribución española al ensayo FIP de corrosión bajo tensión** 245
Contribution espagnole à l'essai FIP sur la corrosion sous contrainte.
Spanish contribution to FIP tests on corrosion under stress.
M. del Campo, J. Climent, M. Elices y V.S. Gálvez.

457-8-70 **Aportes a la normativa de pretensado en centrales nucleares** 256
Apports à la normative sur la précontrainte pour centrales nucléaires.
Contributions to specifications on prestressing for nuclear power stations.
A. Vives.

591-2-131 **El viaducto de Serín** 270
Le viaduc de Serín.
Serín Viaduct.
C. Alvarez Penalva.

591-2-132 **Dos pasos elevados sobre la autopista de la Paz, en Madrid** 278
Deux passages surélevés sur l'autoroute de la Paz, Madrid.
Two elevated roads over the Paz motorway, in Madrid.
J.J. Arenas y A.C. Aparicio.

591-2-133 **Puente del eje Cuzco-Barajas, enlace de Santamarca, en la Autopista de la Paz, en Madrid** 292
Pont de l'axe Cuzco-Barajas, raccordement de Santamarca, sur l'Autoroute de la Paz, à Madrid.
Bridge for the Cuzco-Barajas axis, junction at Santamarca, on the Paz Motorway, Madrid.
J.J. Arenas y A.C. Aparicio.

591-2-134 **Los puentes curvos del Enlace de Santamarca, de la Autopista de la Paz, en Madrid** 304
Les ponts courbes pour le raccordement de Santamarca, de l'Autoroute de la Paz, à Madrid.
Curved bridges at the Santamarca junction, on the Paz motorway, Madrid.
J.J. Arenas y A.C. Aparicio.

591-0-25 **Algunos casos de refuerzo de estructuras por pretensado o por pre-deformación** 326
Quelques cas de renforcement de structures par précontrainte ou par déformation préalable.
Some reinforcement applications for structures by means of prestressing or prestraining.
C. Barredo.

591-2-135 **El Viaducto de Catoira sobre el río Ulla** 339
Le Viaduc de Catoira sur l'Ulla.
The Catoira Viaduct across the Ulla river.
R. Chueca y J.M. Villar Luengo.

591-2-136 **Pasarela colgada en la Avenida de la Paz (Madrid)** 345
Passerelle suspendue sur l'Avenue de la Paz (Madrid).
Hanging footpath over Avenida de la Paz (Madrid).
C. Fernández Casado.

591-2-137 **Puente sobre el río Júcar** 349
Pont sur le Júcar.
Júcar river bridge
C. Fernández Casado.

591-2-138 **Acueducto de Alcanadre** 354
L'Aqueduc d'Alcanadre.
The Alcanadre aqueduct.
C. Fernández Casado.

591-2-139 **Puente atirantado sobre el río Ebro, en Navarra** 360
Pont à haubans sur l'Ebre, en Navarra.
Stayed bridge over the river Ebro, at Navarra.
C. Fernández Casado, L.F. Troyano y J. Manterola.

591-1-27 **Edificio, en la Castellana, para el Banco de Madrid** 370
Edifice, sur la Castellana, pour la banque de Madrid.
Building at the Castellana St., for Banco de Madrid.
A. Gallego.

591-9-34 **Montaje de apoyos en obras de hormigón pre y postensado** 378
Montage des appuis pour des ouvrages en béton précontraint et postcontraint.
Installation of bearings in prestressing and posttensioning structures.
J. Grote y E. Vivó.

591-2-140 **Puente de Rande** 385
Pont de Rande.
Rande bridge.
F. del Pozo Frutos.

591-2-141 **Dos puentes con condicionantes estéticos** 397
Deux ponts avec conditionnements esthétiques.
Two bridges with aesthetic qualityes.
F. del Pozo Vindel.

591-2-142 **Puentes por voladizos sucesivos** 403
Ponts construits par encorbellements succesifs.
Bridges constructed by advancing in succesive corbels.
F. del Pozo Vindel.

591-2-143 **Tipología estructural de los puentes de la Autopista del Atlántico** 414
Typologie structurale des ponts de l'Autoroute de l'Atlantique.
Structural archetype of bridges for the Atlantic highway.
Rafael Barredo.

591-2-144 **Programa de cálculo de estructuras, desarrolladas para el proyecto de algunos puentes de la Autopista del Atlántico** 427
Programme de calcul de structures, développé pour le projet de quelques ponts de l'Autoroute de l'Atlantique.
Frame computer program, developed to design some bridges of the Atlantic Highway.
F. da Cunha.

591-2-145 **Puente de San Vicente de Trasmañó. Aplicación al diseño de los programas de cálculo desarrollados por IDASA** 430
Le pont de San Vicente de Trasmañó. Une application au projet des programmes de calcul développés par IDASA.
The San Vicente de Trasmañó bridge. Design application of computer programs developed for IDASA.
R. Márquez Ferdinand.

591-6-7 **La construcción de la cúpula de contención de la central nuclear de Ascó** . 434
La construction de la coupole de l'enceinte de la centrale nucléaire d'Ascó.
Dome construction for the containment of the Ascó nuclear reactor.
A. Vives.

591-2-146 **Proyecto y construcción de un puente sobre el río Paraguay** 459
Projet et construction d'un pont sur le Paraguay.
Design and construction of a bridge over Paraguay river.
A. Fernández.

591-2-147 **Obras especiales del acceso a Vigo. Autopista del Atlántico** 468
Ouvrages spéciaux pour l'accés à Vigo. Autoroute de l'Atlantique.
Special works for the Vigo approach. Atlantic Highway.
M. Taboada.

591-2-148 **Solución losa-celosía, en puentes para ferrocarril con gran esviaje** 474
Une solution dalle-treillis, pour les ponts de chemin de fer à grand biais.
Slab-lattice solution for railway bridges with large skew.
F.J. Rui-Wamba.

591-2-149 **El enlace de Buenos Aires, en la Autopista del Atlántico** 489
Le raccordement de Buenos Aires, sur l'Autoroute de l'Atlantique.
The Buenos Aires connection on the Atlantic Highway.
F.J. Rui-Wamba.

591-1-29 **Edificio de exposición para "Utande, Suministros Técnicos"** 504
Un immeuble d'exposition pour "Utande, approvisionnements Techniques".
Exhibition building for "Utande, Technical Supplies".
D. Tabuyo.

591-2-150 **Dos pasarelas sobre la Avenida de la Paz** 516
Deux passerelles sur l'Avenue de la Paz.
Two footpaths over Avenida de la Paz.
J.A. Torroja.

591-2-151 **Los puentes del enlace Marqués de Torroja a la Avenida de la Paz y el paso superior de Vilaseca** 523
Les ponts du raccordement Marqués de Torroja avec l'Avenue de la Paz, et le passage surélevé de Vilaseca.
The connection bridges between Marqués de Torroja with Avenida de la Paz and the Vilaseca overpass.
J.M. Villar, R. Chueca Edo y J.A. Torroja.

591-2-152 **Pasos superiores en la Autopista Bilbao-Zaragoza** 535
Passages surélevés sur l'Autoroute Bilbao-Zaragoza.
Overpasses on the Bilbao-Zaragoza highway.
C. Siegrist.

591-4-9 **Depósito elevado de agua, de 3.600 m^3, en Getafe** 550
Château d'eau, à Getafe, de 3.600 m^3.
Water tower, at Getafe, of 3.600 m^3.
A. Murciano y J.A. Olabarría.

591-1-30 **Construcción de naves y edificios industriales** 554
Construction de hangars et bâtiments industriels.
Halls and industrial buildings construction.
G. Lozano.

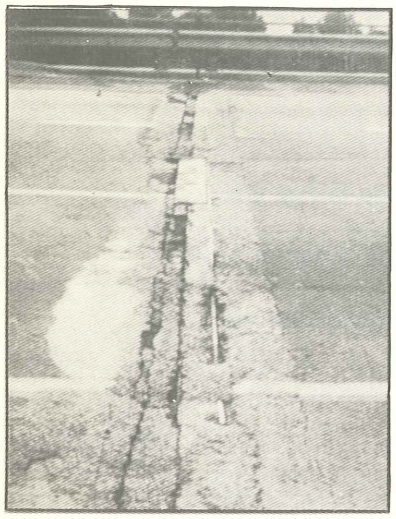
Discurso de Clausura de la IX Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. . 567
Discours de Clôture de la IX Assemblée Technique Nationale de l'A.T.E.P.
Closing speech of the IX A.T.E.P. National Technical Assembly.
F. Arredondo y Verdú.

PUENTE NUEVO O PUENTE VIEJO

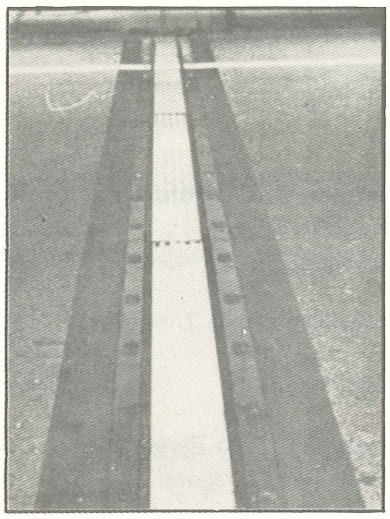
Juntas PUENTEFLEX + Instalaciones texsa/cotesa = = Garantía de mayor rendimiento y estética

PUENTE VIEJO:

antes



después

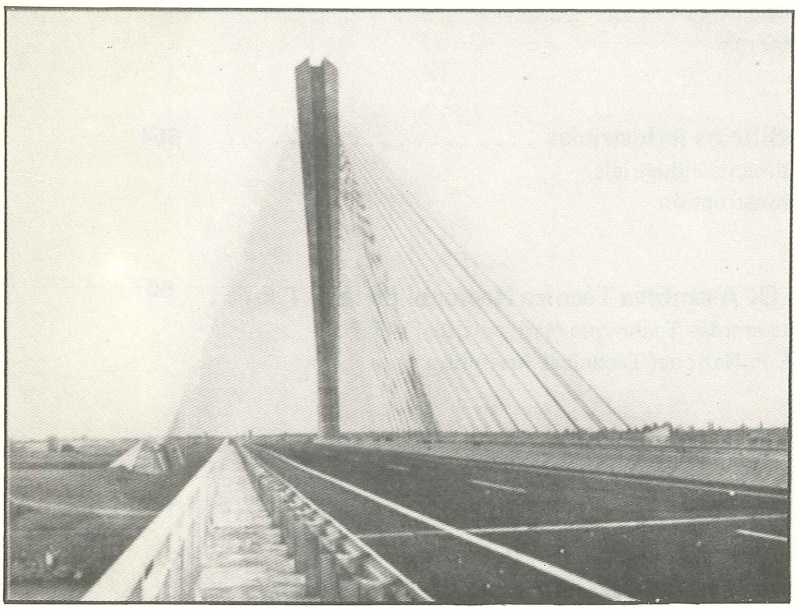


Puente del Bruch
Gerona



Juntas SR-2
60 mm movimiento

PUENTE NUEVO:



Puente sobre el rio Ebro
Castellón - Autopista de Navarra



Juntas SR-4
120 mm movimiento

FABRICADAS EN ESPAÑA BAJO LICENCIA DE

WORLD WIDE LEADER
watson bowman associates inc
1961 NIAGARA ST. BUFFALO, N.Y. 14213 Tel. 716-883-1700

PUENTEFLEX, S. A.
Apartado 18144 - MADRID
Teléf 232 38 38

DISTRIBUIDORES Y COLOCADORES EXCLUSIVOS

texsa/cotesa

Parcerisas, 27 - BARCELONA-4
Teléf. 331 40 00

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

ESPAÑA

AEDIUM, S.A.– Basauri (Vizcaya).
AGROMAN, S.A.– Madrid.
AGRUPACION HELMA-BOKA.– Cádiz.
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO.–Madrid.
ALBISA, S.A.–Algeciras (Cádiz).
ARIDOS LIGEROS, S.A.–Madrid.
AUTOPISTAS DEL ATLANTICO-CESA.–La Coruña.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.–Barcelona.
AZMA, S.A.–Madrid.
BIGUETES, S.L. Elche.–Alicante.
BUTSEMS, S.A.–Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.–Barcelona.
CASA GARGALLO, S.A.–Madrid.
CASTRO HERMANOS, S.L.–Mislata (Valencia).
CEMENTOS MOLINS, S.A.– Sant Vicenc dels Horts (Barcelona).
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC.–Barcelona.
CENTRO TECNICO DE CALCULO, S.A.–CETECSA. Gijón (Oviedo).
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S.A.–Barcelona.
CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.–Madrid.
COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.–Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES.–La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABORATORIOS.–Sta. Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.–Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.– Málaga.
CONSTRUCCIONES BIGAR, S.L.– Aranda de Duero (Burgos).
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.–Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S.A.–Madrid.
CONTROLEX.–Alicante.
COTESA, COLOCACIONES TECNICAS, S.A.–Barcelona.
CUBIERTAS M.Z.O.V., S.A.–Barcelona.
CUBIERTAS M.Z.O.V., S.A.–Madrid.
CUMBRE MODULAR, S.A.–Barcelona.
DIRECCION GENERAL DE EMPLEO Y PROMOCION SOCIAL – BIBLIOTECA (SEAF-PPO).–Madrid.
DIRECCION GENERAL FORTIFICACIONES Y OBRAS. MINISTERIO DEL EJERCITO.–Madrid.
DITECO, S.L.–Valencia.
ELABORADOS DE HORMIGON, S.A.–Burgos.
ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS (EEPSA).–Manresa(Barcelona).
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA (AUXINI).–Madrid.

PROES ingenieros consultores

ENEGA, 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.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.
FORJADOS DOL.—Esquivias (Toledo).
FORMO, S.A.—Barcelona.
GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
GOMHERSA.—Talavera de la Reina (Toledo).
HERRING LEVANTE, S.A.—Valencia.
HIDAQUE, S.A.—Granada.
HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.
HORMYCER, S.L.—Madrid.
HORSA, S.A.—Viladecans (Barcelona).
HUARTE Y CIA, S.A.—Madrid.
IBERDUERO, S.A.—Bilbao.
IBERDUERO, S.A. (CENTRO DE DOCUMENTACION).—Bilbao.
IDASA, INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A.—La Coruña.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. VIGUETAS CASTILLA, S.A.—Sestao (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.— Tarrasa (Barcelona).
INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYSA).—Madrid.
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S.A.—Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO.—Madrid.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.—Valencia.
3ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE CONSTRUCCION.—Bilbao.
5ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS.—Barcelona.
JOSE MARIA ELOSEGUI CONSTRUCCIONES.—San Sebastián.
JULIAN ARUMI, S.L.—Vich (Barcelona).
JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA.—Almería.
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.—Sta. Cruz de Tenerife.
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO,—Madrid.
LABORATORIO GEOCISA. BIBLIOTECA.—COSLADA (Madrid)
LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO.—Madrid.
LAING IBERICA, S. A.—Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS.—Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
MAHEMA, S. A.—Granollers (Barcelona).
MATERIALES PRETENSADOS, S.A. (MATENSA).—Madrid.
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S.A.—Madrid.
MATUBO, S.A.—Madrid.
MECANOGUMBA, S.A.—Mollet del Vallés (Barcelona).
OTEP INTERNACIONAL, S.A.—Madrid.
POSTELECTRICA, S.A.—Palencia.
POSTENSA, S.A.—Bilbao.
PRAINSA.—Zaragoza.
PREBETONG CANARIA, S.A.—Sta. Cruz de Tenerife.
PREFABRICADOS ALAVESES, S.A. (PREASA).Vitoria.

PREFABRICADOS DEL CEMENTO;S.A. (PRECESA).—León.
PREFABRICADOS DEL HORMIGON, S.A. CUPRE-SAPRE.—(Valladolid).
PREFABRICADOS NAVARROS, S.A.—Olazagutia (Navarra).
PREFABRICADOS NOR-THOM, S.A.-Valladolid.
PREFABRICADOS POUSA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PRETENSADOS AEDIUM, S.L.—Mutilva Baja (Navarra).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. HORTE. Valladolid.
PROTEC, S.L.—GIJON (Oviedo).
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S.A.—PINTO (Madrid).
RENFE.—Madrid.
RUBIERA MAHER, S.A.—Las Palmas de Gran Canaria.
RUBIERA PREFLEX, S.A.— Gijón (Oviedo).
RUBIERA R.L.M. "SOTECSA".—Gijón (Oviedo).
SAINCE.—Madrid.
SENER, S.A.—Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO DE ESTUDIOS TECNOLOGICOS-MOPU.—Madrid.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.
SIKA, S.A.—Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.—Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.—Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS.—Valencia.
SOCIEDAD FRANCO ESPAÑOLA DE ALMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, S.A.—Erandio (Bilbao).
SUBDIRECCION GENERAL DE TECNOLOGIA.—Sección de Documentación Normativa.—Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.—Madrid.
TEJERIAS "LA COVADONGA".—Muriedas de Camargo (Santander).
TEPSA.—Tarrasa (Barcelona).
TOSAM, S.L.—Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).—Madrid.
TUBOS BORONDO.—Madrid.
UNION MADERERA CACEREÑA, S.L.—Cáceres.
VALLEHERMOSO, S.A.—Madrid.
VALLEHERMOSO, S.A.—Mairena del Aljarete (Sevilla).
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.—San Sebastián.
VIGAS REMARRO.—Motril (Granada).
VIGUETAS ASTURIAS, S.L.—Oviedo.
VIGUETAS ROSADO, S.A.—Cáceres.

EXTRANJERO

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

CENTRO NACIONAL DE DOCUMENTACION CIENTIFICA Y TECNOLOGICA.—La Paz (Bolivia).
DAVILA & SUAREZ ASOCIATES.—Río Piedras (Puerto Rico).
ELECTRICIDADE DE PORTUGAL EDP.—Lisboa-3 (Portugal).
ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL.—Valparaiso (Chile).
FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA.—Caracas (Venezuela).
FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA.—Salta (Argentina).
INSTITUTO DE MATERIALES Y SUELOS.—Facultad de Ingeniería y Arquitectura. Universidad Nacional de San Juan.—Rep. Argentina.
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR.—Quito (Ecuador).
SCIENCE REFERENCE LIBRARY.—Londres (Inglaterra).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. FACULTAD DE INGENIERIA.—Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA.—Santiago de los Caballeros (Republica Dominicana).
UNIVERSIDAD DE CHILE. (Departamento de Tecnologías). Valparaiso (Chile).
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SUR (Departamento de Contrataciones Especiales).—Bahía Blanca (Argentina).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO.—Biblioteca. Mayaguez (Puerto Rico).
UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTAMARIA.—Valparaiso (Chile).
VIPRET, S.A.I.C. Buenos Aires. República Argentina.

AVISO IMPORTANTE

DISCUSION DE LOS ARTICULOS ORIGINALES PUBLICADOS EN LA REVISTA "HORMIGON Y ACERO"

Todos los artículos originales que se publican en "Hormigón y Acero", quedan sometidos a discusión y al comentario de nuestros lectores. La discusión debe limitarse al campo de aplicación del artículo, y ser breve (cuatro páginas mecanografiadas a doble espacio, como máximo, incluyendo figuras y tablas).

Debe tratarse de una verdadera discusión del trabajo publicado y no ser una ampliación o un nuevo artículo sobre el mismo tema; el cual será siempre aceptado para su publicación en nuestra Revista, pero con tal carácter.

Debe ofrecer un interés general para los lectores. De no ser así, se trasladará al autor del artículo al que se refiera, para que la conteste particularmente.

Los comentarios deben enviarse, por duplicado, a la Secretaría de la A.T.E.P., Apartado 19.002, Madrid-33, dentro del plazo de tres meses contados a partir de la fecha de distribución de la Revista.

El autor del artículo cerrará la discusión contestando todos y cada uno de los comentarios recibidos.

Los textos, tanto de las discusiones y comentarios como de las contestaciones de los autores de los correspondientes artículos, se publicarán conjuntamente en una Sección especial que aparecerá en las últimas páginas de la Revista.

Informe resumido de las actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1979.

Por: R. Piñeiro
Secretario de la A.T.E.P.

Hace ya varios años se adoptó el acuerdo de que, la crónica escrita de las actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado, se recogiese en unos informes resumidos anuales que se irían publicando, regularmente, en el número correspondiente al primer trimestre de cada año, de la Revista "Hormigón y Acero" que edita la A.T.E.P. y distribuye entre todos los Miembros que la integran. De esta forma, la historia de la Asociación quedaría registrada en nuestra Revista de un modo permanente, y en ella podría ser consultada, tanto por los que llevan ya mucho tiempo perteneciendo a la A.T.E.P. como por los nuevos Miembros que cada año en ella se inscriben. Estos resúmenes pasarían así a constituir un archivo de datos sobre la actuación de la A.T.E.P. a lo largo de su vida, fácilmente accesible a los interesados en recordar o conocer cualquier información relativa a lo que se hizo en una determinada ocasión, a cómo se desarrollo un cierto acontecimiento, a cómo ha ido evolucionando la técnica del pretensado en nuestro país y a las etapas por las que, como reflejo lógico de esta evolución, ha ido pasando la A.T.E.P.

Estatutariamente, una de las funciones encomendadas al Secretario de la Asociación es la de levantar acta de las actuaciones de la misma. Obligado resultaba, por consiguiente, que la labor de redactar estas crónicas anuales fuese por él realizada. Y ésta es la causa por la cual, cada año, me cabe el honor de ocupar las primeras páginas de nuestra Revista, con la reseña de cuantos hechos importantes han ocurrido durante los doce meses anteriores, y en los cuales ha intervenido la A.T.E.P. de una u otra forma. Labor de responsabilidad que siempre he procurado llevar a cabo con la mayor imparcialidad, sin triunfalismos innecesarios ni injustificados pesimismos. Con toda la objetividad que mi condición de ser parte interesada en el asunto, me permite. En ello he puesto mi mejor voluntad y espero haberlo conseguido, con mayor o menor fortuna.

En cumplimiento de esta obligación, me corresponde hoy comentar la actuación de la A.T.E.P. a lo largo de 1978. Si siempre he procurado ser lo más conciso posible, para no robar espacio a los interesantes trabajos de alto nivel técnico que en cada número de "Hormigón y Acero" vienen apareciendo, en la presente ocasión se hace imprescindible que extreme mis precauciones, toda vez que se trata de un número extraordinario, dedicado a la IX Asamblea Técnica Nacional celebrada por nuestra Asociación el pasado mes de octubre, en La Coruña, y en la cual habrán de reproducirse los textos completos de todas las comunicaciones presentadas en la citada Asamblea. Obligado resulta, por consiguiente, forzar al máximo la brevedad de esta crónica, limitándola a la escueta relación de los principales acontecimientos y supri-

miendo todo comentario que pudiera alargarla sin necesidad. Que cada uno haga sus propios comentarios y deduzca las conclusiones que estime pertinentes.

En virtud de todo ello, y antes de entrar en el relato de las actividades desarrolladas dentro del programa normal de trabajos de la A.T.E.P., voy a referirme a los dos hechos más destacados acaecidos durante 1978; el VIII Congreso Internacional de la F.I.P., y la IX Asamblea Técnica Nacional de nuestra Asociación.



Sesión de apertura. Asamblea de La Coruña.

VIII CONGRESO INTERNACIONAL DE LA F.I.P.

En el nº 127 de "Hormigón y Acero", correspondiente al segundo trimestre de 1978, se incluyó una muy breve reseña de lo que fue este Congreso. Esto me autoriza a limitarme ahora a dejar constancia de los principales acuerdos adoptados en tal ocasión, relacionados con el futuro desarrollo de la Federación, y de aquellos otros que más directamente nos afectan.

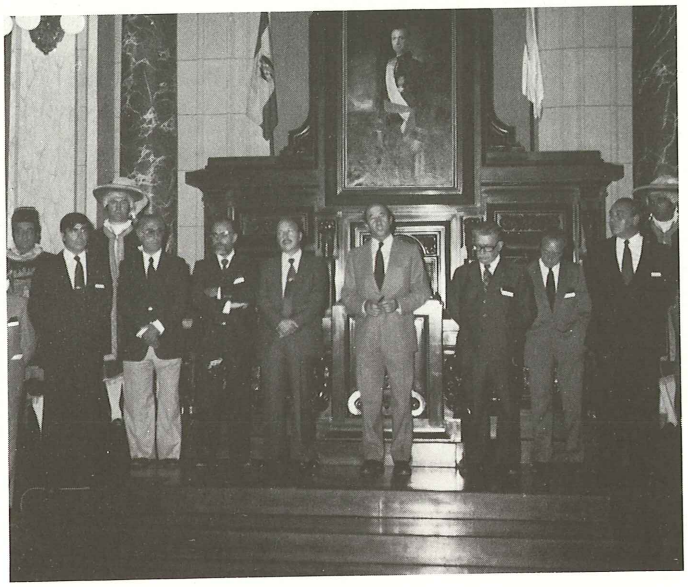
Pero antes quisiera llamar la atención sobre un hecho que parece no estar suficientemente claro y que ha dado lugar, en diversas ocasiones, a varias consultas por parte de nuestros Asociados. Es el siguiente. Todos los Miembros de la A.T.E.P., por el simple hecho de serlo, y de acuerdo con lo establecido en los Estatutos de la Federación Internacional del Pretensado, son Miembros de pleno derecho de la citada Federación, pudiendo por tanto disfrutar de todas las ventajas que tal título les confiere. Para ello la A.T.E.P. paga anualmente a la F.I.P. la cuota que reglamentariamente le corresponde, y que en la actualidad asciende a cinco mil francos suizos.

Y pasando ya a ocuparnos del Congreso diremos que, en el mismo, fueron renovados los cargos directivos de la Federación, efectuándose los siguientes nombramientos: Presidente, M. R. Lacroix, de Francia, Presidente Adjunto, Mr. J. Derrington, de Inglaterra; y Vicepresidente Decano, Mr. P. Misch, de Alemania Federal. Lamentablemente, Mr. Misch fallecía repentinamente, en el mes de setiembre, estando vacante su puesto en estos momentos. Se nombraron también Presidentes Honorarios a los tres últimos Presidentes que tuvo la F.I.P., los señores F. Levi, de Italia; G. Janssonius, de Holanda, y B.C. Gerwick, de Estados Unidos.

Por otra parte, el hasta ahora Secretario General y Tesorero, Mr. A. Hill, pasó a Consejero Asesor del Presidente para el tema de las publicaciones de la F.I.P., y para sustituirlo fue nombrado Mr. B. Shacklock, de Inglaterra.

Con motivo del Congreso, se entregó a la viuda de M. Guyon, antiguo Presidente de la

F.I.P., fallecido en diciembre de 1975, una placa conmemorativa en agradecimiento a su tan meritoria labor en pro del desarrollo de la Federación y se concedieron, además, los siguientes galardones: Medallas Freyssinet, por su excepcional contribución al avance de la técnica del pretensado, a: Prof. A.A. Gvozdev (Rusia), Prof. F. Levi (Italia) y Dr. P. Abeles (Inglaterra), este último fallecido el 5 de agosto de 1977; Medallas de la F.I.P., por su destacada actuación en el campo del pretensado, a: Mrs. A.B. Druganova (Rusia), Mr. J. Bobrowski (Inglaterra), Prof. C. Fernández Casado (España), Mr. J. Muller (Francia), Dr. H. Wittfoht (Alemania Federal), y Dr. S. Zorzi (Italia). Finalmente, se concedieron títulos de Miembros de Honor de la F.I.P. a Mr. F. Dumas (Francia) y Prof. K. Kordina (Alemania Federal) por su prolongada y eficaz colaboración en los trabajos de la F.I.P.



Asamblea de La Coruña.

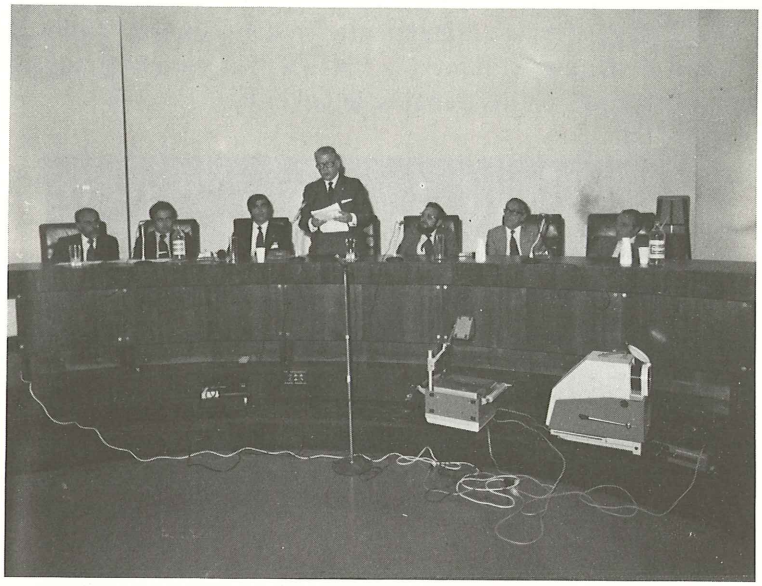
Ya que estamos tratando de condecoraciones, y aunque sea salirnos del tema que ahora nos ocupa, queremos aprovechar la ocasión para hacer constar que, en los Simposios celebrados en Agosto-Setiembre de 1976, en Sydney (Australia), recibieron la Medalla de la F.I.P., Mr. W.P. Brown (Australia) y Mr. A. Gustaferro (Estados Unidos).

Del desarrollo de las Sesiones, de los diversos actos celebrados durante el Congreso y de la actuación de la representación española, se ha tratado ya en la reseña anteriormente citada publicada en "Hormigón y Acero". Por lo tanto, debemos solamente puntualizar que la organización del Congreso ha sido muy cuidada en todos los aspectos; y el único inconveniente que cabe señalar es que debido a la celebración simultánea de diversas Sesiones técnicas en aulas independientes, resultaba imposible, como es lógico, asistir a todas ellas y a veces la elección que era forzoso hacer podía resultar equivocada. De este defecto indiscutible, que ha sido honradamente reconocido por los propios organizadores y los Organos directivos de la F.I.P., se ha tomado buena nota y, en la actualidad se está estudiando la manera de evitar que vuelva a producirse en futuros Congresos, el primero de los cuales está ya programado para el año 1982, en Estocolmo.

Los "Proceedings" o Memorias del Congreso, se han publicado en cinco fascículos, cuatro de los cuales se entregaron a los participantes antes de iniciarse las Sesiones y el quinto ha sido editado a finales de año. Los cuatro primeros fascículos contienen los informes de los Presidentes de las diez Comisiones Técnicas que tiene constituídas la F.I.P., y los textos de algunas comunicaciones particulares relativas a los trabajos de dichas Comisiones, oportunamente seleccionadas. En el quinto fascículo se incluyen los discursos y conferencias especiales pronunciadas durante las Sesiones de Apertura y Clausura, los Informes Generales

redactados por los Presidentes de las diferentes Sesiones, y las listas de expositores y de las contribuciones técnicas individuales leídas en el Congreso.

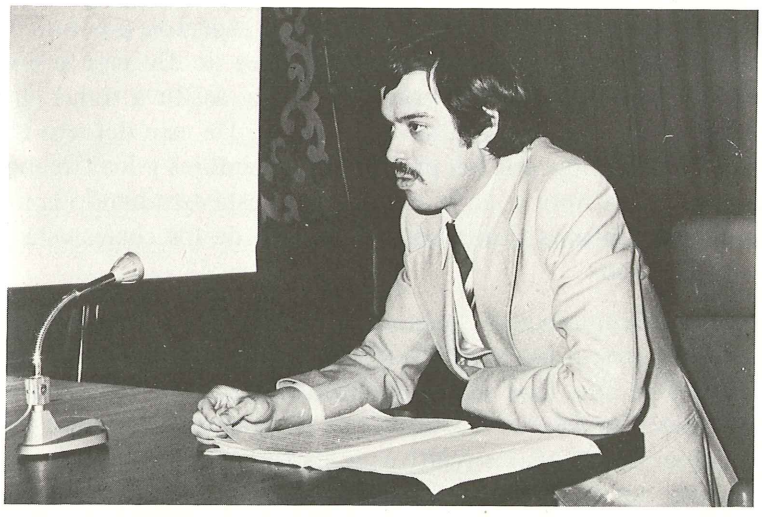
Debemos comentar también que la A.T.E.P. preparó, para su presentación en el Congreso, el III Tomo del libro "Hormigón pretensado. Realizaciones españolas" del que trataremos más adelante, en el apartado dedicado a "Publicaciones"; y un opúsculo en el que se incluye un resumido curriculum vitae de D. Carlos Fernández Casado y la descripción de algunas de



Sesión de clausura. Asamblea de La Coruña.

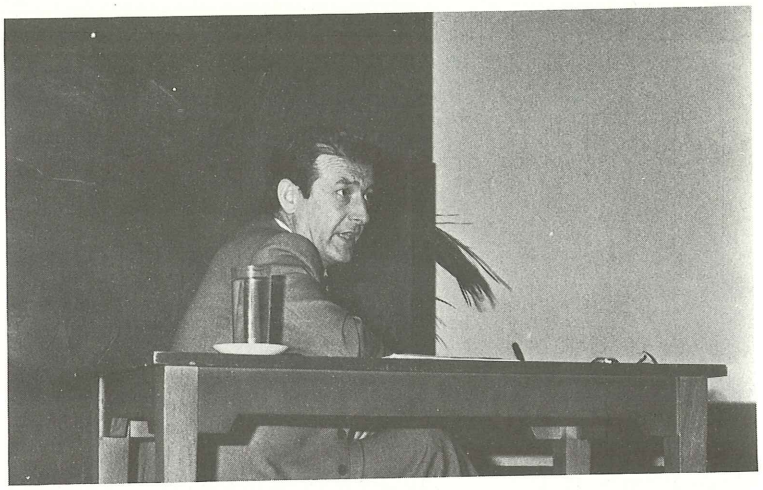
las más importantes obras por él proyectadas a lo largo de su tan fructífera vida profesional. Este opúsculo, que se le dedicó como humilde homenaje con motivo de haberle sido concedida una de las Medallas de la F.I.P., se distribuyó entre los participantes en el Congreso, cuidándose en especial que lo recibiesen todos los representantes de los países de habla hispana. Asimismo, ha sido enviado, con carácter gratuito, a cada uno de los Miembros de nuestra Asociación.

Finalmente, consideramos conveniente destacar, por su indudable trascendencia, que con ocasión de este VIII Congreso se celebró una reunión general de delegados de todos los países iberoamericanos, en la que se aprobó un programa de actuación coordinada, dentro del ámbito de la F.I.P. Entre las actividades incluídas en dicho programa, se ha previsto la celebración en Caracas, en 1981, es decir, el año anterior al del próximo Congreso Internacional de



Sr. Da Cunha.

la F.I.P., de las Segundas Jornadas Ibero-latinoamericanas del Hormigón Pretensado, con el objeto de organizar la participación conjunta de todos estos países en el mencionado Congreso.



Sr. Calavera Ruiz.

IX ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE LA A.T.E.P.

Estas Asambleas Técnicas que la Asociación viene organizando, regularmente, cada tres años, constituyen sin duda una de sus principales actividades, con amplia repercusión en todo el ámbito nacional dentro del campo del pretensado. La historia de tales convenciones es un fiel reflejo del desarrollo y evolución de la técnica del pretensado en nuestro país. En ellas se exponen los últimos estudios y trabajos de investigación realizados, se discuten los problemas de mayor actualidad con los que esta modalidad constructiva debe enfrentarse, se comentan los más recientes avances tecnológicos alcanzados, se pasa revista a las más destacadas obras construídas y, durante varios días, un número muy elevado de los diferentes técnicos, de todas las ramas, que desarrollan sus actividades profesionales en este mundo del pretensado, conviven amistosamente, intercambian sus conocimientos y experiencias, enriquecen sus muchos saberes con los nuevos puntos de vista que les ofrecen los que, por trabajar en campos diferentes, ven las cosas desde diferentes perspectivas. Todos enseñan y todos aprenden, unos más y otros menos, como es natural; y en ello estriba fundamentalmente el éxito creciente de estas Asambleas.

En el nº 129 de "Hormigón y Acero", último del pasado año, se ha publicado ya una breve noticia de lo que fue la IX Asamblea. Y, precisamente, el presente número extraordinario va íntegramente dedicado a la reproducción de los textos completos de todas las comunicaciones que en ella se presentaron, incluyéndose además una amplia introducción en la que, detalladamente, se expone el programa desarrollado y todos los datos relativos a su organización.

Sobra por consiguiente cualquier nuevo comentario, sobre todo teniendo en cuenta que, como ya se ha dicho, nuestra intención es ser lo más concisos posible en esta reseña anual que estamos redactando.

Lo único que pretendemos con estos párrafos dedicados a la Asamblea es destacar la enorme importancia que ha tenido para la marcha de nuestra Asociación o, lo que es lo mismo, para todos cuantos la integran, y dejar pública y expresa constancia de nuestro ilimitado y más sincero agradecimiento a cuantos, de una u otra forma, y en las diferentes esferas, nos han prestado su entusiasta colaboración, en unas circunstancias especialmente difíciles; por lo cual resulta aún más encomiable su comportamiento, su total entrega a la labor realizada.

su espléndida generosidad, su entrañable ayuda, su fraternal apoyo. Estamos seguros de que el éxito logrado habrá de constituir su más preciada recompensa.



Sr. del Pozo Frutos.

Permitidme, para terminar, que exprese mi satisfacción por tantas y tan buenas amistades nacidas o acrecentadas durante la etapa de preparación y desarrollo de esta IX Asamblea, y mi esperanza de que los lazos así establecidos serán imperecederos.

Y pasamos ya a la ordenada y rápida enumeración de las actividades más dignas de mención desarrolladas por la A.T.E.P., dentro de su esquema normal de trabajo, durante el pasado año.

1.– REUNIONES PUBLICAS ORGANIZADAS POR LA ASOCIACION

Ya se comprende, por cuanto queda dicho, que a lo largo de 1978 la A.T.E.P. ha tenido que prestar una dedicación, especialmente intensa, a la organización y desarrollo del Congreso Internacional de Londres y la Asamblea Nacional de la Coruña. No debe extrañar, por consiguiente, que el número de conferencias públicas celebradas haya sido menor que en años anteriores. Concretamente, sólo se programaron las tres que a continuación se indican, todas las cuales tuvieron como escenario el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja.

13 de febrero

El Ingeniero de Caminos D. Fernando da Cunha, se ocupó del tema del "Reparto transversal de sobrecarga en puentes curvos". En su documentada e interesante disertación ilustrada con la proyección de diapositivas, expuso con meridiana claridad, como ya es habitual en sus intervenciones, un nuevo método para el estudio en computador de este importante problema con el que los proyectistas deben enfrentarse, cada día con mayor frecuencia, dadas las características de los trazados que en la actualidad se adoptan en las modernas vías de comunicación, para la mayor seguridad y comodidad de los usuarios de las mismas. Las innegables ventajas, sólidamente razonadas, del método propuesto por el Sr. da Cunha, motivaron que el conferenciante al término de su intervención, fuese calurosamente aplaudido por el numeroso auditorio que asistió al acto. Al final, se entabló un animado coloquio. El texto de esta conferencia ha sido reproducido en el nº 126 de "Hormigón y Acero".

13 de marzo

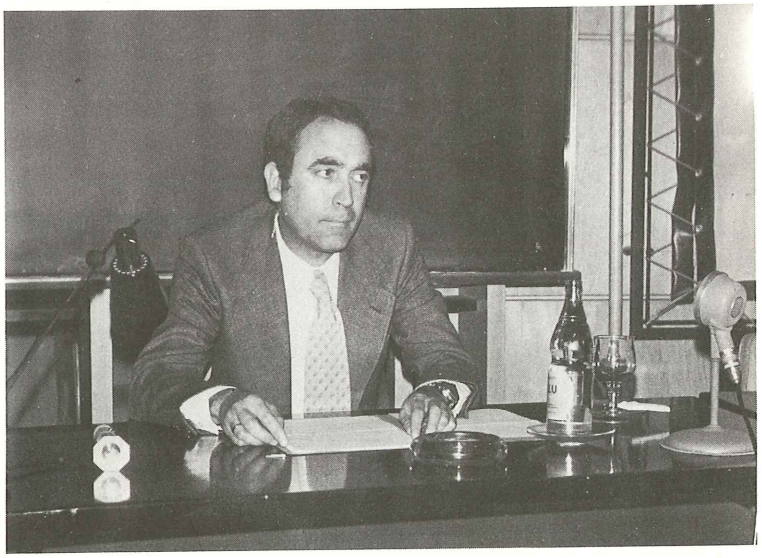
Con el título "El problema de las tolerancias en las estructuras de hormigón", pronunció una interesante conferencia, organizada por la A.T.E.P., el Dr. Ing. de Caminos D. José Cala-

vera, que viene ocupándose de este tema, desde hace tiempo, como Ponente del mismo en las correspondientes Comisiones Técnicas de la F.I.P. y del C.E.B. Al acto asistió un gran número de Miembros de nuestra Asociación, que siguieron con gran atención las explicaciones del Sr. Calavera sobre la filosofía general que debe adoptarse en el estudio de este espinoso tema de las tolerancias, de gran trascendencia por sus indiscutibles repercusiones en la economía de las construcciones. En el coloquio con que se cerró la reunión, el conferenciante tuvo que contestar a diversas preguntas que se le formularon sobre algunos aspectos concretos de las teorías que, en líneas generales, había expuesto; concluyendo así brillantemente su intervención, por la que fue muy felicitado. En el nº 127 de "Hormigón y Acero", los interesados en el tema que no pudieron asistir a la conferencia, encontrarán el texto íntegro de la misma.

1 de junio

En esta reunión, que había despertador especial expectación, como se desprende del elevado número de asistentes a la misma que prácticamente llenaron el Salón de Actos en donde se celebró, intervinieron sucesivamente para exponer diversos aspectos del proyecto y construcción del puente de Rande, D. Florencio del Pozo Frutos, Dr. Ingeniero autor del proyecto; D. José Luis Frias Barredo, Ingeniero Jefe de la obra, de la empresa Cubiertas y Tejados – M.Z.O.V., y D. Florencio del Pozo Vindel, Ingeniero del equipo del proyecto. Las excepcionales características de esta estructura, cuyo proyecto y realización planteó una serie de nuevos problemas que fueron resueltos con gran brillantez, dieron lugar a que las tres conferencias, ilustradas con numerosas diapositivas, tuvieran extraordinario interés y fueran muy aplaudidas. La descripción de esta obra también ha sido recogida en las páginas de nuestra revista "Hormigón y Acero".

Y ya, antes de pasar al punto siguiente, queremos únicamente subrayar que, si bien durante 1978 no nos ha sido posible, por falta material de tiempo, organizar ninguna conferencia fuera de Madrid, nuestra intención es hacerlo en la primera ocasión propicia, que estamos seguros no habrá de faltarnos a lo largo del presente año 1979, dando con ello satisfacción a las diversas solicitudes recibidas, y cumpliendo así, no sólo nuestros deseos sino también uno de los principales objetivos señalados en los Estatutos de la A.T.E.P.: "Procurar la mayor difusión posible de la técnica del pretensado, en todos sus aspectos".



José Luis Frías Barredo.

2.– PUBLICACIONES

Resulta muy satisfactorio poder comentar que nuestra Revista "Hormigón y Acero" ha

logrado colocarse, por la calidad de los trabajos que en ella se vienen publicando, entre las primeras revistas técnicas, no sólo en España, sino incluso en el campo internacional. Y esto no lo decimos nosotros, quienes como parte interesada, fácilmente podríamos equivocarnos al enjuiciarla. (Para los padres, sus hijos son siempre los más guapos y los más inteligentes). Esto nos lo han dicho, por carta o verbalmente, en varias ocasiones y en muy diferentes lugares; incluso en reuniones internacionales. El hecho de que la casi totalidad de los artículos que se incluyen en "Hormigón y Acero" sean originales y el que en ellos se aborden temas de gran interés y actualidad, bien estudiados y mejor expuestos, son evidentemente las razones fundamentales del éxito alcanzado. Muchas gracias a todos cuantos nos habéis prestado vuestra valiosa colaboración; nuestra más cordial enhorabuena y un solo ruego: que no nos falte nunca tan inapreciable ayuda.

Por otra parte, los cambios introducidos en la presentación de la Revista y las nuevas secciones que se ha abierto, han sido también favorablemente acogidas, si no por todos, por una gran mayoría. Es lógico que en este aspecto totalmente subjetivo, las opiniones no sean unánimes. Lo que no acaba de lograr demasiada aceptación, es la posibilidad de publicar discusiones y comentarios a los artículos que aparecen en la revista. Esta práctica, tan frecuente y generalizada en las publicaciones extranjeras, no encaja, por lo visto, entre nosotros. Quizás sea por falta de costumbre y, poco a poco, os vayais animando a tomar parte activa en estas discusiones. Seguimos pensando que esto puede resultar interesante e instructivo y, por el momento, se ha decidido mantener abierta esta posibilidad de colaboración directa y ágil y hasta, si quereis, más informal y menos comprometida. El futuro nos hará ver si estamos o no equivocados.

A continuación, y siguiendo la costumbre establecida, se incluyen los índices de los números correspondientes al pasado año 1978.



Sr. del Pozo Vindel.

Número 126.– Primer trimestre de 1978

– "Informe resumido de las actividades desarrolladas por la Asociación Técnica española del Pretensado, durante el año 1977", por R. Piñeiro.

– "Observaciones a los ensayos acelerados empleados para caracterizar la susceptibilidad a la corrosión fisurante bajo tensión (C.F.B.T.), (2ª parte)", por J. Climent.

– "Reparto transversal de sobrecarga en puentes curvos", por F. da Cunha.

– "Un método de cálculo dinámico de tableros de puentes", por A. Samartín, J. Martínez y C. Siegrist.

– "Propiedades mecánicas a temperaturas criogénicas del acero de pretensado", por J. Planas, M. Elices, V. Sánchez Gálvez y A. Maestre.

– "Ensayos de hormigones ligeros estructurales españoles: Análisis a la luz de la experiencia en otros países", por J. Alonso.

– "Comentarios y discusión de los artículos originales".

Número 127.– Segundo trimestre de 1978

– "Estado actual del problema de las tolerancias en estructuras de hormigón", por J. Calavera.

– "Control de calidad. Seguridad estructural en elementos prefabricados de hormigón armado y pretensado", por V. Solana.

– "Puentes de tramo recto atirantados, cables y anclajes", por M. Juliá.

– "Dos pasos superiores en el enlace de la Ronda Norte de Zaragoza con la Autopista del Ebro", por C. Siegrist, A. Samartín, M.M. Lafuente, y A. del Tiempo.

– "El acero en estructuras pretensadas para usos criogénicos", por M. Elices y G. Sleigh.

– "Anclajes rectos y curvos de barras corrugadas en hormigón armado", por J. Lahuerta.

– "Notas de la F.I.P. nº 59".

– "Notas de la F.I.P. nº 70".

Número 128.– Tercer trimestre de 1978

– "El coeficiente de seguridad y el momento de rotura nominales como base de juicio para el control de piezas mediante ensayos a rotura por flexión", por J. Calavera.

– "Comportamiento, bajo cargas repetidas, de las viguetas de hormigón pretensado", por J. Fauchart y J. Trihn.

– "Anexo. Hormigón armado pretensado (Clase III). Determinación de la armadura pasiva mínima a ubicar en una sección específica y para un pretensado dado", por J. Fauchart.

– "Comportamiento de las viguetas de hormigón armado pretensado bajo cargas repetidas, (Complemento)", por J. Fauchart, M. Kavyrchine y J. Trihn.

– "Relaciones entre corrosión bajo tensión y propiedades mecánicas", por M. Elices y V. Sánchez Gálvez.

– "Notas de la F.I.P. nº 69".

– "Comentarios y discusión de los artículos originales".

Número 129.– Cuarto trimestre de 1978

– "Un método teórico para el análisis de las piezas de hormigón armado sometidas a esfuerzo cortante y flexión", por J.A. López Jamar, V. Solana y S. Meca.

– "Comentarios al título 3º del control de la E.H.–73", por A. González Serrano.

– "Los puentes pretensados en el último Congreso de la F.I.P. (Londres, 1978)", por C. Fernández Casado, J. Manterola y L. Fernández Troyano.

Además de la revista y como ya antes hemos comentado, con motivo del VIII Congreso de la F.I.P. se ha publicado el III Tomo del Libro "Hormigón pretensado. Realizaciones españolas". Como bien sabeis, estos libros se preparan para su presentación en los sucesivos Congresos Internacionales que cada cuatro años organiza la F.I.P., con el objeto de dar a conocer

a todo el mundo las principales realizaciones españolas en el campo del pretensado, y tienen siempre una gran aceptación. A pesar de las innegables dificultades de tipo económico con que actualmente tropieza nuestro país, también este año ha sido posible editar el libro, gracias a la generosa ayuda económica recibida de las empresas Miembros de la A.T.E.P., y a la valiosísima colaboración de los proyectistas y constructores de las diferentes obras, que nos han facilitado todo el material necesario para la redacción de este tercer volumen. Dada nuestra natural idiosincracia, ha habido como siempre sus dificultades y las lógicas prisas de última hora. Gran parte de los datos y figuras necesarias se recibieron con enorme retraso, por lo que el montaje y tirada de la edición tuvo que ser realizado en un tiempo increiblemente corto, trabajando a marchas forzadas, sin limitación de horas. A este respecto es de justicia destacar la labor realizada por nuestro colaborador el Ingeniero Hugo Corres que fue el que se encargó de preparar esta publicación. Finalmente, la imprenta pudo entregarnos unos pocos ejemplares, para llevarlos al Congreso, debiendo señalarse que fueron muy elogiados por su contenido y presentación. Posteriormente, ya con más calma, se corrigieron las pruebas con el debido detenimiento; lo que permitió detectar varias erratas, algunas de cierta entidad, lo que obligó incluso a rehacer algunos pliegos, y a preparar una "Fe de erratas" para las de poca importancia. Con todo ello, la edición y encuadernación definitiva se retrasó bastante. Finalmente se procedió a su distribución entre las Empresas patrocinadoras de la publicación, los Miembros que ya habían abonado su importe por haberse acogido al precio especial de pre-publicación y a los diversos Grupos Nacionales afiliados a la F.I.P. El resto se puso a la venta y, en estos momentos la totalidad de la edición se encuentra casi agotada; lo que es una clara prueba de su éxito.

Nuevamente hemos de hacer constar nuestro más sincero agradecimiento a todos cuantos, con la generosidad de sus aportaciones económicas han ayudado a cubrir los gastos de esta publicación; a los que en ella han colaborado y a todos los que han trabajado en la preparación del libro.

Y para concluir con este apartado de publicaciones hemos de señalar, como una prueba más del prestigio que está alcanzando la revista "Hormigón y Acero" de nuestra Asociación, que cada día son más frecuentes las peticiones que se reciben para establecer intercambio con otras revistas nacionales y extranjeras. Hasta ahora, estas solicitudes se ha venido aceptando indiscriminadamente, por entender que era un procedimiento adecuado para difundir nuestra revista y nuestra técnica. Pero ante el constante aumento del número de estas solicitudes, ha sido necesario rectificar dicho criterio, efectuando una selección de las peticiones que nos llegan y accediendo exclusivamente a aquellas que nos ofrecen una suficiente garantía de que la contraoferta que se nos hace habrá de resultar interesante y provechosa para la Asociación.

En virtud de este criterio, durante el pasado año se han acordado dos nuevos intercambios solamente: uno con la revista nacional ICUMA (Información Científica de las Universidades de Madrid), que se edita trimestralmente y en la que se recoge una amplia información sobre las actividades de las Universidades de Madrid, especialmente de aquellas actividades que más pueden interesar a las Empresas; y otro con el "Chemical Abstracts Service Library" de Columbus, Ohio (Estados Unidos) que nos ha abierto sus páginas para incluir en ellas las oportunas referencias bibliográficas de los artículos publicados en "Hormigón y Acero" en los que se aborden temas que puedan resultar de interés para los lectores de dichos "Abstracts", que alcanzan una extraordinaria difusión. Entre estos temas se encuentran todos los relacionados con los problemas de corrosión de las armaduras, durabilidad, influencia de los efectos térmicos, curado, utilización de aditivos, campos de aplicación de los distintos tipos de cemento, características de los aceros, etc.

3.– DISTRIBUCION DE LIBROS

En diversas ocasiones hemos comentado la favorable acogida que, este servicio estable-

cido por la A.T.E.P., tiene entre sus Miembros. Y ello es lógico puesto que gracias al mismo les es posible adquirir, pagándolos en moneda nacional y siempre a precios especiales, una serie de publicaciones editadas por la F.I.P. y sus organizaciones afines, todas ellas de especial interés para cuantos desarrollan sus actividades en el campo del pretensado y que no podrían conseguir de otra manera puesto que se trata de libros que sólo se distribuyen a los Miembros de la Federación, a través de los diferentes Grupos Nacionales a ella afiliados.

Durante el pasado año se concluyó la distribución de los ejemplares de las "Memorias de las Segundas Jornadas Argentinas del Hormigón Pretensado". Por una serie de dificultades imprevistas, la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado, que es la que ha editado esta publicación, esta distribución ha sufrido un enorme retraso y además no nos ha sido posible atender todas las demandas recibidas; lo que lamentamos muy sinceramente aunque ello haya sido debido a causas totalmente ajenas a nuestra voluntad.

Con motivo del VIII Congreso Internacional celebrado en Londres, la F.I.P. ha editado una amplia serie de publicaciones, en la mayor parte de las cuales se recogen los resultados de los trabajos y estudios realizados por sus diferentes Comisiones Técnicas. Como, por otra parte, y debido a los trabajos relacionados con la organización de la participación española en dicho Congreso, primero, y de nuestra IX Asamblea Técnica Nacional, después, no nos ha sido posible ocuparnos, durante varios meses, de esta labor de distribución de publicaciones, hemos llegado a reunir hasta 33 títulos diferentes. Recientemente, y una vez superadas las causas que lo impedían, con el objeto de no retrasar más esta distribución, se ha pasado a nuestros Asociados la oferta conjunta de todos ellos, a pesar de las complicaciones que esto supone. El número de demandas recibidas es muy importante, como es lógico; y se está haciendo todo lo posible para atenderlas con la mayor urgencia, dentro de lo que permite la complejidad de las gestiones que, como todos sabeis, es preciso realizar para la importación de estos libros. Confiamos en vuestra benevolencia y comprensión. Un poco de paciencia y pronto quedará favorablemente resuelto.

4.– OTRAS ACTIVIDADES

Continúa nuestra Asociación procurando llevar a cabo, con su mejor voluntad, sin regatear esfuerzos, y dentro siempre de lo que sus posibilidades le permiten, todas aquellas funciones que sus Estatutos le señalan, en pro de la difusión y perfeccionamiento de la técnica del pretensado. Con tal objeto, se preocupa de mantener y acrecentar su colaboración con todos aquellos Organismos y Organizaciones, tanto nacionales como internacionales, en los que se trabaja en campos relacionados con nuestra técnica.

En este sentido debemos destacar, por su importancia y trascendencia, la eficaz labor que viene desarrollando en los Organos Directivos de la F.I.P. y en la moyoría de sus Comisiones Técnicas en las que está representada; su especial colaboración, tan solicitada y apreciada, con los Grupos Nacionales de los países latinoamericanos; sus trabajos en diversas Comisiones nacionales como son; la Comisión Permanente del Hormigón; los Grupos de Trabajo encargados de redactar y revisar diferentes Normas UNE relativas a los aceros utilizados como armaduras de pretensado y, como consecuencia de ello, en las Comisiones CTT 36/SC 16 integradas en la ISO y en la CECA; en la Comisión y el Comité del Sello de Conformidad CIETAN para viguetas de hormigón pretensado, cuya homologación, de acuerdo con lo dispuesto en la Orden del 12 de diciembre de 1977, del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, se está gestionando; en la Comisión y en los Grupos de Investigación creados para revisar, completar y perfeccionar la normativa vigente para tubos de presión construídos en hormigón armado o pretensado, y cuya labor se está finalizando en estos momentos; en el Comité de Construcción de la Asociación Española para el Control de la Calidad y en varios de sus Grupos de Trabajo, etc.

También merece comentarse que se sigue trabajando en la redacción del Manual H.P.–5 de la A.T.E.P., dedicado a "Colocación de armaduras". El borrador final está prácticamente concluído y, en fecha próxima, será sometido a la probación de la Comisión constituída por todos aquellos Miembros de nuestra Asociación que se han interesado en el tema. Una vez aprobado el texto definitivo por dicha Comisión, será editado y puesto a la venta, confiándose en que habrá de tener el mismo éxito y aceptación que todos los anteriores de la serie.

Justo es reconocer que el procedimiento adoptado para la redacción de este Manual, con la intención de ganar tiempo, no ha dado el resultado satisfactorio que se esperaba. Se formaron cuatro Grupos de trabajo independientes, a cada uno de los cuales se le encomendó la preparación de una parte del Manual. Cuando estos Grupos concluyeron su labor, los textos por ellos redactados se pasaron a estudio de una Comisión reducida, constituida por un representante de cada uno de los Grupos iniciales citados, y a la cual se le encargó la redacción del conjunto del Manual eliminando posibles contradicciones o repeticiones, supliendo omisiones y dándole la debida uniformidad. Pudo comprobarse entonces que esta forma de trabajar no había sido la apropiada. En tanto que algunos temas aparecían repetidos en las diferentes versiones parciales, de otros en cambio, y posiblemente ante el temor de que se produjesen tales repeticiones, no se ocupaba ninguna de ellas. Los criterios de redacción y el detalle y amplitud con que temas de análoga importancia eran tratados en los distintos borradores, no guardaban ninguna semejanza. En definitiva, la labor de la Comisión reducida se hizo muy complicada. Fue necesario invertir muchas horas para reordenar, completar, unificar, suprimir repeticiones y eliminar contradiciones; y ésto dió lugar a que la redacción del borrador definitivo se retrasase mucho más de lo previsto. Al final, como ya se ha indicado, se consiguió dar cima al encargo recibido y en estos momentos el trabajo ha entrado en sus últimas etapas. Como, según dicen, perdiendo se aprende, no cabe duda que la experiencia adquirida en este caso servirá para que en el futuro no volvamos a caer en los mismos errores. ! Que de sabios es rectificar! .

* * *

Concluiremos esta reseña con la enumeración de algunas de las principales actividades que se tiene previsto que habrá de desarrollar la A.T.E.P. durante 1979.

Ante todo, se tratará de concluir este Manual H.P.–5 al que acabamos de referirnos, para, inmediatamente iniciar la preparación del que habrá de continuar la serie. Se ha pensado ya en dos temas, ambos de gran importancia y que indefectiblemente habrán de ser abordados. Uno se refiere a la ejecuación de las estructuras de hormigón pretensado utilizadas en centrales nucleares. La propuesta se presentó en la Asamblea de La Coruña, y fueron varias las ofertas recibidas para colaborar en ese trabajo. El otro es el de la conservación y mantenimiento de los distintos tipos de estructuras pretensadas, tema complejo, de una gran actualidad y que se hace preciso abordar cuanto antes, en previsión de que se produzcan enojosas situaciones que en nada vendrían a favorecer el prestigio alcanzado por la técnica del pretensado. La F.I.P. ha publicado ya algunos trabajos sobre este tema; y de su estudio se ocupa una de sus Comisiones Técnicas. Pero no es sólo la F.I.P. la que se preocupa por estos problemas. Distintas Organizaciones internacionales los tienen también incluídos en sus programas de trabajo ya que, como es lógico, afectan a todos los tipos de estructuras y no sólo a las pretensadas.

Otro acontecimiento importante que se avecina es la renovación de parte de los Vocales que constituyen la Junta de Gobierno de la Asociación. Como es sabido, cada tres años se renuevan, por votación de todos los Miembros de la A.T.E.P., la mitad de dichos Vocales; y en 1979 corresponde celebrar las oportunas elecciones. El proceso electoral ya está en marcha y con seguridad que ya habréis recibido las primeras circulares relativas a este asunto,

con las correspondientes instrucciones sobre la forma en que debe realizarse la votación. Esperamos que todos estaréis, como siempre, dispuestos a prestarnos vuestra colaboración en este tema, de tanta trascendencia para el futuro de nuestra Asociación.

En el campo internacional están ya convocadas las IV Jornadas Argentinas del Hormigón Pretensado, para los días 1 al 5 del próximo mes de octubre. Quisiéramos que, como en anteriores ocasiones, asistiesen a ellas varios representantes de la A.T.E.P. Pronto se enviarán noticias más concretas sobre el particular; pero ya podéis ir pensando en ello.

* * *

Y terminamos ya. Pero antes queremos recordaros una vez más que la Asociación sois vosotros; que todo lo que se haga será aquello en lo que esteis dispuestos a colaborar; que para mantener o superar la envidiable posición y el reconocido prestigio que hemos conseguido es indispensable vuestra ayuda; que para la organización de Actos públicos esperamos ofertas de conferenciantes; que para que la Revista "Hormigón y Acero" conserve su elevado nivel técnico actual necesitamos que sigais enviándonos vuestros trabajos; que para difundir nuestras actividades y lograr nuevas inscripciones que acrecienten el ya numeroso grupo de nuestros Asociados, todos os debeis de sentir comprometidos y procurar conseguir nuevos adeptos dentro del círculo de vuestras amistades y conocidos, cooperando así en nuestra labor de difusión hasta conseguir que ni uno sólo de cuantos en España están interesados en la técnica del pretensado, ignore la existencia de la A.T.E.P. y de los servicios que ésta puede prestarle; cosa que a pesar de nuestros esfuerzos, lamentablemente, como en varias ocasiones hemos podido comprobar, todavía viene ocurriendo. Estamos convencidos de que, para todo ello, nunca habrá de faltarnos vuestro apoyo. Por eso os lo pedimos, con la seguridad de que este proceder necesariamente redundará en beneficio de todos.

Y un aviso final. En cumplimiento de disposiciones dictadas por la Administración del Estado, se ha hecho preciso independizar las contabilidades del Instituto Eduardo Torroja y de la A.T.E.P., que hasta ahora se venían llevando conjuntamente. En consecuencia, es indispensable que en todos los pagos que mediante giro o cheque se hagan a nuestra Asociación se haga constar expresa y claramente que corresponden a ella; y cuando se realicen por transferencia, ésta se dirija a la nueva cuenta que hemos tenido que abrir a nombre de la Asociación Técnica Española del Pretensado. Esta cuenta, lleva el nº 1560/271 y está en la Sucursal Urbana de Potosí, del Banco Español de Crédito, calle Bolivia nº 11, Madrid-16.

Os agradeceríamos sinceramente tuvieseis muy en cuenta todos estos datos, que ya os han sido comunicados anteriormente; pues de lo contrario se originan una serie de perjuicios contables, cada día de más difícil solución.

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

Por: R. Piñeiro
Secretario de la A.T.E.P.

Este número extraordinario de "Hormigón y Acero", el 130–131, se dedica exclusivamente a recoger los textos completos de todas las comunicaciones que fueron presentadas en la IX Asamblea Técnica Nacional celebrada durante los días 2 al 6 de octubre del pasado año 1978, en La Coruña. Viene a sustituir a los correspondientes a los dos primeros trimestres de 1979.

Se ha preferido editarlos refundidos para poder tener así, reunido en un solo volumen, el conjunto de los interesantes trabajos expuestos por cuantos han intervenido en la magna convención antes citada; la IX de las que, cada tres años, viene organizando nuestra Asociación con éxito creciente, como lo atestiguan los comentarios de cuantos, regularmente, vienen en ellas participando.

Como es sabido, en estas Asambleas se intenta informar de todo lo que en nuestro país se viene haciendo, dentro del campo de la técnica del pretensado, en lo referente a trabajos experimentales, estudios teóricos, normativa, realizaciones, etc. Se trata, por consiguiente, de una verdadera puesta al día de todos estos conocimientos y un fiel reflejo de la situación real de dicha técnica en nuestro país, relatada por los propios artífices de esta situación, por aquellos que la han creado.

Al poder disponer de un texto en el que se presentan reunidas todas estas comunicaciones, se facilita enormemente su consulta y se ofrece la posibilidad de obtener, de un modo sencillo, cómodo y rápido, una completa y verídica información sobre cualquiera de los temas relacionados con el pretensado y sobre la solución idónea que puede darse a los problemas que su aplicación en la actualidad plantea. Creemos, por consiguiente, que este volumen constituye un documento de inapreciable valor; y esta opinión es generalmente compartida por cuantos conocen los textos análogos publicados con motivo de las anteriores Asambleas, según los testimonios que figuran en nuestros archivos.

Como prólogo obligado a los trabajos que a continuación se incluyen, se hace preciso redactar un informe de lo que, en líneas generales, han sido estas reuniones; de cómo se han gestado y de cómo se han desarrollado. Y esto es lo que, en la forma más breve posible, vamos a intentar hacer.

Como quiera que ya en el número anterior de "Hormigón y Acero", el 129, correspondiente al último trimestre del pasado año, se publicó una telegráfica reseña de los principales datos relativos al desarrollo de la IX Asamblea, parece improcedente repetir las cifras sobre

número de participantes, comunicaciones presentadas, etc.; y ésto simplifica en parte nuestra labor.

Para seguir un orden cronológico, empezaremos por justificar la decisión de elegir La Coruña como sede para la celebración de estos Actos. En la Introducción al programa editado con motivo de esta Asamblea, se destacan las principales razones en las que se basó esta decisión. Nos limitaremos, por tanto, a reproducir lo que allí se decía.

"En el momento de seleccionar el lugar idóneo para la celebración de estas Jornadas, se tienen siempre muy presentes las premisas que a continuación se indican. Que existan en él locales apropiados, adecuadamente equipados para el desarrollo de las Sesiones de trabajo; que no haya dificultades para el alojamiento de los participantes; que sea una ciudad acogedora y con suficientes atractivos, en todos los aspectos, tanto para los asambleístas como para sus acompañantes; que esté situado en una zona en la que se puedan fácilmente visitar obras pretensadas de interés, en construcción o recientemente construídas, así como otros tipos de instalaciones tales como industrias dedicadas a la fabricación de piezas pretensadas o de materiales utilizados en esta técnica; y por último y quizá lo más importante, que las Autoridades,Organismos, Entidades y Empresas locales, estén dispuestos a colaborar, prestando su apoyo y necesaria ayuda para la organización de la Asamblea.

Y, felizmente, hemos encontrado que todos estos requisitos los cumplia ampliamente la sede elegida para esta ocasión: La Coruña. Ya antes de celebrar la anterior Asamblea en Canarias, nos llegaron los primeros ofrecimientos procedentes de algunas de las Empresas locales, para que la de 1978 tuviese lugar en La Coruña, aprovechando que, para estas fechas, estarían en pleno auge las diversas obras proyectadas para mejorar la red viaria de comunicaciones en Galicia, obras que, en un porcentaje muy elevado, iban a ser pretensadas.

Estudiada la propuesta, realizadas las oportunas gestiones, comprobado que en todos los aspectos la oferta era favorable, se decidió finalmente aceptarla. Y podemos asegurar que esta decisión ha sido un verdadero acierto. Desde el primer momento, cuando empezamos a programar los trabajos de organización, todo han sido facilidades. A todos los niveles la idea fue acogida con verdadero cariño y entusiasmo. Las Autoridades, las Empresas, los Colegios profesionales, todos nos han brindado su más leal y desinteresada colaboración y en todas partes hemos encontrado el máximo apoyo".

La organización de una Asamblea requiere siempre contar con un equipo dispuesto a ocuparse de modo intensivo de preparar todo con el máximo detalle. Por ello, como siempre, se constituyó un Comité local Organizador; y este Comité ha actuado con tal eficacia que en ningún momento surgió el menor problema; todo ha sido amabilidad, comprensión, ofertas de ayuda, acertadas sugerencias para ir eliminando de modo satisfactorio las indudables dificultades que siempre presenta la programación de unas reuniones de estas características, y trabajando siempre en íntimo contacto con los representantes de la Junta de Gobierno de la A.T.E.P. para conocer, en cada caso, cuál de las soluciones posibles era la que mejor encajaba dentro de las normas generales tradicionalmente respetadas en el desarrollo de estas Asambleas.

Este Comité organizador estaba formado por los siguientes miembros:

Presidente: Francisco Arredondo Verdú.
Vicepresidente: Ginés Aparicio Soto.
Vocales:
Manuel Alvárez Losada.
Antonio López Torrente.
José Antonio Orejón Pajares.
Juan Manuel Páramo Neyra.
Rafael Piñeiro Abril.
Luciano Puga Suárez.

José Manuel Rey Pichel.
José Antonio Torroja Cavanillas.

Todos los Miembros locales del Comité, eran personas muy ocupadas y con grandes rensponsabilidades. Y sin embargo, han sabido encontrar el tiempo necesario, sacándolo nunca sabremos de donde, para resolver y planificar con el mayor rigor todos los detalles, desde los más trascendentales a los más nimios. Y con un sano y encomiable espíritu de competencia, se han esforzado continuamente en conseguir que su ayuda fuese la más eficaz.

Como es normal también, se nombró un Comité de Honor de la Asamblea. A continuación se incluye la relación de las diferentes personalidades, tanto nacionales como locales, citadas por orden alfabético, que nos honraron aceptando su designación para formar parte de dicho Comité:

Nacionales:

Excmo. Sr. D. José María Aguirre Gonzalo.
Presidente del Consejo Técnico-Administrativo del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

Ilmo. Sr. D. Francisco Arredondo Verdú.
Director del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

Ilmo. Sr. D. Ignacio Briones.
Presidente de la Confederación Nacional de la Construcción.

Ilmo. Sr. D. Juan Cabrera de Torres.
Presidente de la Asociación de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Ilmo. Sr. D. Juan Baustista Diamante Cabrera.
Director General de Carreteras y Caminos Vecinales.

Ilmo. Sr. D. Manuel Díaz y Díez de Ulzurrun.
Director General del Instituto Nacional de la Vivienda.

Ilmo. Sr. D. José Antonio Fernández Ordoñez.
Presidente del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Ilmo. Sr. D. José María Fluxá Ceva.
Director General de Ordenación y Acción Territorial.

Prof. Dr. Ing. Roger Lacroix.
Presidente de la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.).

Ilmo. Sr. D. Javier Marquet Artola.
Presidente del Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos.

Ilmo. Sr. D. Luis Felipe Rodríguez Martín.
Director Gerente del Instituto Nacional para la Calidad de la Edificación.

Ilmo. Sr. D. José Sierra López.
Director General de Minas e Industrias de la Construcción.

Ilmo. Sr. D. . Antonio Vallejo Acevedo.
Director General de Arquitectura y Vivienda.

Locales:

Ilmo. Sr. D. Emilio Celorio Sordo.
Presidente de la Audiencia Provincial de La Coruña.

Excmo. Sr. D. Pedro Español Iglesias.
Comandante General de la Zona Marítima del Cantábrico.

Ilmo. Sr. D. Serafín Fernández de Escalante.
Delegado Provincial del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo en La Coruña.

Excmo. Sr. D. Manuel Fernández Pose.
Capitán General de la VIII Región Militar.

Ilmo. Sr. D. Manuel Fraga Solar.
Presidente de la Excma. Diputación Provincial de La Coruña.

Ilmo. Sr. D. José Antonio Franco Taboada.
Director de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de La Coruña.

Ilmo. Sr. D. Jaime García y García.
Delegado Provincial del Ministerio de Educación y Ciencia, en La Coruña.

Ilmo. Sr. D. José Fernando García-Rebull.
Director de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de La Coruña.

Excmo. Sr. D. Pedro Gómez Aguerre.
Gobernador Civil de La Coruña.

Ilmo. Sr. D. Pablo Iglesias Atocha.
Jefe Regional de la X Jefatura Regional de Carreteras de La Coruña.

Ilmo. Sr. D. José Manuel Liaño Flores.
Alcalde-Presidente del Excmo. Ayuntamiento de La Coruña.

Ilmo. Sr. D. Ramón Molezún Nuñez.
Jefe Regional de Costas de La Coruña.

Ilmo. Sr. D. Pedro Palanca Carsi.
Ingeniero Jefe de la X Jefatura Regional de Transportes Terrestres de La Coruña.

Excmo. Sr. D. José María Pardo Montero.
Conselleiro de Ordenación del Territorio de la Xunta de Galicia.

Excmo. Sr. D. Guillermo Quintana Lacaci.
Gobernador Militar Provincial de La Coruña.

Ilmo. Sr. D. Victoriano Reinoso Reino.
Presidente de la Junta de Obras del Puerto de La Coruña.

Ilmo. Sr. D. Joaquín Rodríguez Toubes.
Delegado Provincial del Ministerio de Comercio y Turismo, en La Coruña.

Excmo. Sr. D. Antonio Rosón Pérez.
Presidente de la Xunta de Galicia.

Excmo. Sr. D. Pablo Sanz Pedrero.
Rector Magnífico de la Universidad de Santiago de Compostela.

Excmo. Sr. D. José de la Torre Ruiz.
Presidente de la Audiencia Territorial de La Coruña.

No podemos tampoco dejar de mencionar la generosidad de cuantos con sus aportaciones económicas han hecho posible ofrecer a los participantes, una serie de agasajos y actividades, al margen de las puramente técnicas, que tanto han contribuído al éxito de estas Jornadas. Las evidentes dificultades que en la actualidad presenta la situación económica de nuestro país, hace aún más meritorios los sacrificios realizados por los que han contribuído a sufragar los gastos que estos Actos ocasionaron. Justo es, por consiguiente, que dejemos aquí también expresa constancia de nuestro sincero agradecimiento a los que así nos han ayudado, integrándose en un Comité Patrocinador que estaba constituído por los siguientes miembros:

Excmo. Ayuntamiento de La Coruña.

Consejo Superior de Investigaciones Científicas.

Delegación Provincial del Ministerio de Comercio y Turismo, en La Coruña.

Dirección General de Minas e Industrias de la Construcción, del Ministerio de Industria y Energía.

Escuela Técnica Superior de Arquitectura de La Coruña.

Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica, de La Coruña.

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Agrupación EPTISA–IDASA.
Aplicaciones del Hormigón, S.A.–APLIHORSA.
Arias Hermanos, Empresa Constructora, S.A.
Autopistas del Atlántico, C.E.S.A.
Cementos del Noroeste, S.A.
Centro de Trabajos Técnicos, S. L., C.T.T.
Dragados y Construcciones, S.A.
Elaborados Metálicos, S.A. EMESA.
Entrecanales y Távora, S.A.
Estudios y Proyectos Técnicos Industriales, S.A.– EPTISA.
Fomento de Obras y Construcciones, S.A.
FREYSSINET, S.A.
Fuerzas Eléctricas del Noroeste, S.A.–FENOSA.
Huarte y Cía., S.A.
Ingenieria del Atlántico, S.A.–IDASA.
José Malvar, S.L.
Metalúrgica Galaica, S.A.– MEGASA.
M.Z.O.V. – C.Y.T.
Nueva Montaña Quijano, S.A.

También merece especial mención la eficaz labor de las Srtas. María Luisa Sánchez Seijo, María del Carmen Sánchez Palomo y Carmen Manzanares, a cargo de las cuales estaba la Secretaría de la Asamblea y la Oficina de Información. Con su simpatía y juvenil espíritu se encargaron de la formalización de inscripciones, entrega de documentación y de atender las consultas de los diversos participantes, aclarándoles sus dudas y ayudándoles a resolver todos los problemas que se iban planteando. Su actuación ha sido objeto de unánimes elogios.

Y vamos a pasar ya a detallar lo que fue la Asamblea. Para ello, a continuación se incluye el programa de las diversas Sesiones celebradas así como el de las demás actividades desarrolladas durante la misma.

Normalmente, estas Asambleas se celebran en noviembre. Pero esta vez, y simplemente por razones climatológicas, se adelantó la fecha a la primera semana de octubre. Los expertos conocedores del clima coruñés aseguraban que la probabilidad de que lloviese en noviembre, era del 90 por 100. En cambio durante los primeros días de octubre, decían, el clima suele ser ideal. Y en verdad que acertaron pues, afortunadamente, durante toda la semana el tiempo fue de lo más agradable; lo que permitió disfrutar plenamente de las diferentes excursiones, visitas a obras y demás actos que, además de las Sesiones de trabajo, se habían organizado.

El programa de la Asamblea fue el siguiente:

Lunes, 2 de octubre de 1978

Mañana:

10,00 a 12,00:

Formalización de inscripciones y entrega de documentación en la Secretaría de la Asamblea, instalada en el acceso al Aula Magna de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica, en Elviña, La Coruña.

12,00 a 13,00:

Solemne Sesión de Apertura de la IX Asamblea en el Aula Magna de la citada Escuela.

La Mesa Presidencial de esta Sesión estaba constituída por:

- El representante del Gobernador Militar Provincial de La Coruña.
- El Conselleiro de Ordenación del Territorio de la Xunta de Galicia, Sr. Pardo Montero, en representación del Presidente de dicha Xunta.
- El representante del Delegado Provincial del Ministerio de Comercio y Turismo, en La Coruña.
- D. José Fernando García-Rebull, Director de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica.
- D. Rafael María Guitart, Presidente de la Comisión Permanente del Hormigón, de la Secretaría General Técnica del M.O.P.U.
- D. Francisco Arredondo, Presidente de la A.T.E.P. y Director del Instituto Eduardo Torroja, y
- D. José Antonio Torroja, Vicepresidente de la A.T.E.P.

Abierta la Sesión por el Sr. Arredondo, hicieron uso de la palabra los Señores García Rebull, Torroja y Pardo Montero.

13,30:

Recepción en el Salón de Actos del Excmo. Ayuntamiento de La Coruña, ofrecida por el Alcalde-Presidente y la Corporación Municipal en pleno.

Tarde:

16,00 a 19,30 I SESION DE TRABAJO

Todas las Sesiones de Trabajo, así como la de Clausura, se celebraron en el Salón de Actos del edificio FENOSA.

Tema I: "Investigaciones y estudios".

Mesa Presidencial:

P. Estellés; F. J. Manterola; R. Molezún Revellón y F. del Pozo Frutos. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones

E. ALARCON y J. DOMINGUEZ ABASCAL: "Determinación de las tensiones en las cabezas de anclaje".

J. CALAVERA, A. DELIBES, G. GONZALEZ ISABEL y J. M. IZQUIERDO: "Ensayos comparativos de adherencia por los métodos Beam-test y Pull-out sobre barras corrugadas de grandes diámetros".

J. M. GALLIGO y C. DE LA PEÑA: "Variabilidad y predicción de los resultados de ensayos de relajación".

J. CALAVERA, A. DELIBES, J.M. IZQUIERDO y J.M. FERNANDEZ PARIS: "Influencia de la oxidación y de las manchas de mortero sobre la adherencia de armaduras de hormigón".

M. ELICES y V. SANCHEZ GALVEZ: "Comportamiento a temperatura del gas natural licuado, de un sistema tendón-anclaje, postesado a 165 t".

R. MARTI: "Elementos precomprimidos utilizados para pretensar estructuras".

J. CLIMENT: "Influencia de la modalidad del ataque en la corrosión fisurante bajo tensión, en aceros para pretensado o postensado".

A. DELIBES: "Realización del ensayo en modelo reducido del puente para ferrocarril del acceso a Vigo de la Autopista del Atlántico".

R. BARREDO: "Nuevo sistema de anclaje para armaduras postesas".

F. J. del POZO VINDEL: "Expresiones analíticas para fenómenos diferidos".

J.I. RODRIGUEZ MIRA: "Ultimas investigaciones sobre tubos pretensados de gran diámetro: aceros, permeabilidad, protección, pruebas y métodos de cálculo".

Coloquio:
Noche:
21,30:
Cena de confraternización en el restaurante "La Marina", de Santa Cruz (La Coruña).

Martes, 3 de octubre de 1978

Mañana:

9,00 a 10,45 II SESION DE TRABAJO
Tema I: "Investigaciones y estudios" (Continuación).
Mesa Presidencial.
J. Calavera, J.A. Franco Taboada y J.A. Torroja. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones

J. CALAVERA y **E. GONZALEZ VALLE**: "Consideraciones sobre tensiones de corte en la superficie de contacto de piezas compuestas".

J. CLIMENT: "Contribución a la interpretación de la susceptibilidad al hidrógeno de los aceros de pretensado o postensado, con el ensayo de tiocianato amónico".

J. CALAVERA, A. DELIBES, **J. M. FERNANDEZ** y **J. M. IZQUIERDO**:"Influencia de los estados previos de carga del hormigón, sobre su microfisuración y resistencia".

J. MURCIA: Estudio analítico de la influencia de las deformaciones diferidas en estructuras lineales isostáticas de hormigón".

Coloquio.

10,45 a 11,15 Descanso

11,15 a 14,00 III SESION DE TRABAJO
Tema II: "Normativa española sobre la técnica del pretensado".
Mesa Presidencial:
R.M. Guitart, P. Iglesias y J.M. Pardo. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones

J. CALAVERA: "El coeficiente de seguridad y el momento de rotura nominales como bases de juicio para el control de piezas mediante ensayos a rotura por flexión".

E. EMA: "Estado de la normativa nacional e internacional de aceros para hormigón armado y pretensado".

R. DEL CUVILLO: "Nuevo Manual de la A.T.E.P. sobre colocación de armaduras".

R. DEL CUVILLO: "Colecciones de puentes de hormigón pretensado".

J.J. ARENAS: "Cálculo en estado límite de inestabilidad, de soportes de hormigón armado".

J.M. SIMON SERRA: "Comentarios a una normativa de elementos prefabricados de hormigón pretensado para la edificación".

M. DEL CAMPO, **J. CLIMENT**, M. ELICES y V. SANCHEZ GALVEZ: "Contribución española al ensayo FIP de corrosión bajo tensión".

A. VIVES: "Aportes a la normativa de pretensado en centrales nucleares".

Coloquio.

Tarde:

16,00 a 18,45 IV SESION DE TRABAJO
Tema III: "Realizaciones".
Mesa Presidencial:
M. Alvarez Losada, F.J. Jiménez Atienza, A. Páez y J.M. Rey Pichel. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones.

C. ALVAREZ PENALVA: "El Viaducto de Serín".

J.J. ARENAS y **A.C. APARICIO**: "Dos pasos elevados urbanos".

J.J. ARENAS y **A.C. APARICIO**: "Los puentes del enlace Cuzco-Barajas, en la Autopista de La Paz, en Madrid".

C. BARREDO: "Algunos casos de refuerzo de estructuras por pretensado o por pre-deformación".

R. CHUECA: "El Viaducto de Catoira sobre el río Ulla".

C. FERNANDEZ CASADO, L. FERNANDEZ TROYANO y **J. MANTEROLA**: "Diversas realizaciones en puentes y estructuras".

C. FERNANDEZ CASADO, **L. FERNANDEZ TROYANO** y J. MANTEROLA: "Puente atirantado sobre el río Ebro, en Navarra.

Coloquio.

18,45 a 19,15 Proyección de documentales
"Construcción del Puente de Rande".

NOTA: Durante este día, para los acompañantes se programó una excursión de jornada completa, incluído almuerzo en ruta, a las Rías Altas, con visita a la fábrica de cerámica del Castro.

Miércoles, 4 de octubre de 1978

Mañana:

9,00 a 11,00 V SESION DE TRABAJO
Tema III: "Realizaciones" (Continuación).
Mesa Presidencial:
C. Fernández Casado, D.E. Mitchel, J.M. Páramo y M. de la Torre. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones

A. GALLEGO: "Edificio, en la Castellana, para el Banco de Madrid".

J. GROTE y E. VIVO: "Montaje de apoyos en obras de hormigón pre y postensado".

F. DEL POZO FRUTOS: "Puente de Rande".
F. DEL POZO VINDEL: "Dos puentes con condicionantes estéticos".
F. DEL POZO VINDEL: "Puentes por voladizos sucesivos".
Coloquio
11,00 a 11,30 Descanso

11,30 a 14,00 VI SESION DE TRABAJO
Tema III: "Realizaciones" (Continuación).
Mesa Presidencial:

F. Arredondo, R. Astor y M. Fernández de Villalta. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones

R. BARREDO: "Tipología estructural de los puentes de la Autopista del Atlántico".

F. DA CUNHA: "Programas de cálculo de estructuras, desarrollados para el proyecto de algunos puentes de la Autopista del Atlántico".

R. MARQUEZ: "Puente de San Vicente de Trasmanó. Aplicación al diseño de los programas de cálculo desarrollados por IDASA".

A. VIVES: "La construcción de la cúpula de contención de la central nuclear de Ascó".

A. FERNANDEZ: "Proyecto y construcción de un puente sobre el río Paraguay".

M. TABOADA: "Obras especiales del acceso a Vigo. Autopista del Atlántico".

F. J. RUI-WAMBA: "Solución losa-celosía, en puentes para ferrocarril con gran esviaje".

F.J. RUI–WAMBA: "El enlace de Buenos Aires".

Coloquio.

Tarde:

16,00 a 18,00 VII Sesión de Trabajo
Tema III: "Realizaciones" (Continuación).
Mesa Presidencial:
R. del Cuvillo, F. García-Rebull, J.A. Orejón y J. Pellón. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

R. MERINO: "Construcción, en Madrid, de una estructura de edificio colgado".

D. TABUYO: "Edificio de exposición para "UTANDE, SUMINISTROS TECNICOS".

J. A. TORROJA: "Dos pasarelas sobre la Avenida de La Paz".

J.M. DE VILLAR: "Los puentes del enlace Marqués de Torroja a la Avda. de la Paz, y el paso superior de Vilaseca".

C. SIEGRIST: "Pasos superiores en la Autopista Bilbao-Zaragoza".

A. MURCIANO y J.R. OLABARRIA: "Depósito elevado de agua, de 3.600 m^3, en Getafe".

G. LOZANO: "Construcción de naves y edificios industriales".

Coloquio.

18,00 a 18,30 Descanso.

18,30 a 19,00 Solemne Sesión de Clausura.

La Mesa Presidencial estaba constituída por: D. Ginés Aparicio, D. Francisco Arredondo; D. José Fernando García-Rebull; D. Antonio López Torrente; D. Rafael Piñeiro; D. Luciano Puga, y D. José Antonio Torroja.

Abierta la Sesión por el Sr. Arredondo, el Secretario dió lectura al Acta de la concesión de las Medallas de la A.T.E.P., que fueron otorgadas a los señores: D. José Calavera; D. Ramón del Cuvillo, y D. Juan B. Ripoll.

Finalmente, el presidente de la A.T.E.P., Sr. Arredondo, pronunció el discurso de Clausura.

Noche:

21,30:

Cena de Clausura, en el Hotel Finisterre de La Coruña, en el curso de la cual se hizo entrega de las Medallas de la A.T.E.P. concedidas, que fueron recogidas por las respectivas señoras de los galardonados.

Observación:

Cuando una comunicación ha sido preparada por varios autores, aparece destacado el nombre del que la presentó en la Sesión correspondiente.

Jueves, 5 de octubre de 1978

9,30 Salida en autobús para Vigo.
13,30 Almuerzo en el restaurante "El Castillo", en Vigo.
16,30 Visita a obras de Autopistas del Atlántico. Puente de Rande.
20,30 Llegada a La Toja.

Viernes, 6 de octubre de 1978

11,00 Salida de La Toja, en autobús, hacia Pontevedra.
13,30 Almuerzo en el restaurante "Casa Solla", en Poyo (Pontevedra).
17,00 Llegada a Santiago de Compostela.

Procede ahora añadir algunos comentarios suplementarios. Como en anteriores ocasiones, se decidió convocar un Concurso de Carteles para anunciar la Asamblea. En este caso, el concurso se realizó entre los alumnos de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura y de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica, ambas de La Coruña. El que salió premiado se utilizó, tanto para los carteles murales de propaganda como de portada de los programas definitivos entregados a los participantes junto con la documentación inicial. Es también el que aparece en la portada de este número extraordinario de "Hormigón y Acero". Obtuvo el primer premio el presentado bajo el lema "CHE", del que resultó ser autor D. Luis Ignacio Bemtos Pereyra. Se concedieron además dos accesits, el primero al presentado por el mismo Sr. Bemtos bajo el lema "PAXARO", y el segundo al que con el lema "DAQUELA" presentó D. Santiago García-Echave Puente.

Según se deduce del programa que figura en páginas precedentes, el número de comunicaciones presentadas asciende a 50, muy superior al de todas las anteriores Asambleas. Había anunciados otros tres trabajos pero, a última hora, sus autores desistieron de presentarlos. Los textos de todas las intervenciones, así como los de los discursos pronunciados por el Vicepresidente de la A.T.E.P., Sr. Torroja y el Presidente Sr. Arredondo, en las Sesiones de Apertura y Clausura, respectivamente, se reproducen íntegramente a continuación. Unicamente, se ha reducido el número de figuras, incluyéndose sólo una selección del conjunto de las diapositivas proyectadas durante las Sesiones Técnicas. Esta selección ha sido realizada por los propios autores. Ya se comprende que, en la práctica, resultaba imposible reproducir la totalidad de las fotografías presentadas, dado su elevado número.

Debe señalarse también que el texto de la comunicación que con el título "Construcción, en Madrid, de una estructura de edificio colgado", de la que es autor D. Ramón Merino,no aparece en este volumen. Por una serie de circunstancias imprevistas, no le ha sido posible al Sr. Merino enviarnos los originales correspondientes; lo que, tanto el autor como nosotros, lamentamos sinceramente.

Y como conclusión, queremos destacar el interés y elevado nivel técnico general de los numerosos trabajos presentados, y el éxito logrado en todos los aspectos, con la celebración de esta IX Asamblea, debido fundamentalmente a la extraordinaria colaboración prestada por el Comité Organizador, las diversas Autoridades, Entidades y Empresas locales, y al esfuerzo realizado por los autores de las comunicaciones. Llama especialmente la atención el número y calidad de los trabajos correspondientes al tema I "Investigaciones y estudios". Sus autores son, en gran parte, técnicos jóvenes; lo que da idea del interés que el pretensado sigue despertando en las nuevas generaciones. Esto nos permite augurar un halagüeño futuro a esta modalidad constructiva. También las comunicaciones presentadas al Tema III "Realizaciones" han sido superiores en calidad a las de anteriores Asambleas. Se ha notado que los autores han seleccionado con mayor cuidado las obras que iban a comentar, prescindiendo de aquéllas que, por ser ya de tipos muy conocidos y repetidos, podrían ofrecer menos interés. Puede citarse, en definitiva, y sin caer en innecesarios triunfalismos, que la IX Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. ha constituido realmente un éxito para nuestra Asociación, siendo seguramente una de las mejores hasta ahora celebradas. Exito del cual, como es lógico, podéis sentiros orgullosos y satisfechos, puesto que sólo a vosotros os corresponde.

Discurso pronunciado en la Sesión de Apertura de la IX Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.

J. A. Torroja
Vicepresidente de la A.T.E.P.

Han pasado ya tres años desde que se clausuró, en las Islas Canarias, la VIII Asamblea Técnica Nacional de la Asociación Técnica Española del Pretensado; tres años que constituyen el plazo que, en otros momentos ya lejanos, la entonces Asociación Española del Hormigón Pretensado se impuso como lapso de tiempo entre cada dos convocatorias sucesivas de estas Asambleas. Y aquí nos encontramos de nuevo hoy, en esta tierra que forma el extremo noroeste de esta piel de toro que nos da cobijo; en esta tierra, un tanto misteriosa, de las meigas y del cielo plomizo; en esta tierra de las interminables playas y del mar bravío, del buen comer y del buen sufrir; en esta tierra de las que tantas y tantas gentes han salido hacia las Américas, unos para quedarse allí por siempre, otros para volver a morir en su entrañable e inolvidable terruño; en esta tierra, en fín, que en estos momentos ha abierto sus brazos y nos ha recibido con un calor y un entusiasmo que no podemos dejar de agradecer profundamente.

Porque, efectivamente, de un grupo de personas radicadas en La Coruña surgió la idea de celebrar aquí está IX Asamblea, idea que la A.T.E.P. asumió con entusiasmo y cuyo resultado, estoy convencido de ello, va a ser de enorme interés para cuantos, en un campo o en otro, tenemos relación con el mundo del pretensado. Vaya por delante mi agradecimiento a estas personas por habernos proporcionado la oportunidad de continuar esta tradición que constituye la celebración de estas Asambleas.

Han pasado, como antes comentaba, tres años desde la celebración de nuestra última Asamblea Técnica; pero, a decir verdad, no han sido tres años cualesquiera; han sido tres años en los que el país entero está lanzado en un proceso de reconsideración de sus estructuras y, hasta diría yo, de su propia identidad. Tres años que deberían hacernos meditar también a nosotros sobre la finalidad y la utilidad de nuestras Asambleas, sobre el por qué de las mismas.

Hace días, meditando sobre esta Sesión de Apertura, me venían a la cabeza las palabras que, en otra ocasión similar a ésta, en la Asamblea de Sevilla hace seis años, pronunció el entonces Presidente de la F.I.P., Dr. Janssonius, en las que se asombraba y se dolía de las barreras existentes para la comunicación humana en cualquier campo, quejándose de que en zonas geográficas tan pequeñas y unidas como lo es Europa, las fronteras entre países o las diferencias de idioma impidiesen esa comunicación. Justificaba la estructura federativa de la F.I.P. como un intento para agrupar a diferentes países en una finalidad concreta y común, la del desarrollo de la técnica del pretensado, tratando de establecer un camino para salvar aquellas barreras comunicativas.

Pues bien, aunque sea triste comprobarlo, esta falta, o esta dificultad para la comunicación, llega a niveles mucho más reducidos que los establecidos por las fronteras entre los estados, a que se refería el Dr. Janssonius; es una realidad con la que, hoy por hoy, hay que contar como algo inherente a las relaciones humanas en nuestra sociedad actual. Y, a mi modo de ver, esta realidad constituye el motivo más claro de justificación de la necesidad de estas Asambleas. Solamente este hecho, pienso, justificaría en sí mismo el reunirnos cada tres años.

Pero además, en el caso presente, creo que existe otro motivo claro, que se capta sin más que analizar los programas de las últimas Asambleas. Indudablemente, el interés y la calidad de las comunicaciones presentadas va progresivamente en aumento, sobre todo en aquellas referentes a investigaciones o estudios. Y en este campo, considero que la A.T.E.P. puede y debe tener una intervención fundamental, primero a nivel de "producción" de estos trabajos, promoviéndolos en lo posible y colaborando en su desarrollo dentro de lo que sus medios se lo permitan, y, sobre todo, a nivel de "difusión" de tales trabajos, difusión que exige la celebración periódica de estas Asambleas, cuya utilidad, y hasta necesidad, queda así confirmada y reforzada.

Pues bien, creo que todo lo comentado anteriormente constituye un claro motivo por el que debo expresar de nuevo mi más profundo agradecimiento a cuantos con vuestro esfuerzo y vuestra ilusión habéis hecho posible el que hoy estemos aquí reunidos. Agradecimiento que va dirigido, en primer lugar, a los Directores de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica y de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de La Coruña, D. José Fernando García Rebull y D. José Antonio Franco Taboada, en cuya casa nos encontramos en este momento celebrando este acto de Apertura, y a FENOSA, que nos ha cedido amablemente sus locales para el desarrollo de las Sesiones Técnicas. Y de modo particular, al Comité Organizador en pleno, en reconocimiento de su eficacísima labor, y muy en especial a D. Ginés Aparicio Soto, D. Luciano Puga Suárez y D. Antonio López Torrente. Y a todas las Entidades y Empresas Patrocinadoras, que están reseñadas en el programa, y cuya generosa colaboración habrá de contribuir, sin duda, a la brillantez de los actos, técnicos y sociales, que nos esperan en estos próximos días.

Un Acto de Apertura es siempre un Acto de esperanza. De esperanza en el resultado de la actividad que se abre con aquel acto. Pero, en el caso presente, creo no pecar de optimista si afirmo que aquella esperanza es para mí ya una realidad, una realidad que se verá confirmada con creces al término de esta IX Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. Así lo espero.

Determinación de las tensiones en las cabezas de anclaje.

José Dominguez Abascal y
Enrique Alarcón Alvarez
Cátedra de Estructuras de la E.T.S.I. Industriales de Madrid

INTRODUCCION

El problema de la concentración de tensiones en las proximidades de las cabezas de anclaje ha sido tratado utilizando diversos procedimientos basados en la teoría de la elasticidad, tanto en el caso de anclajes en bloques extremos de vigas pretensadas (1 a 3), como en

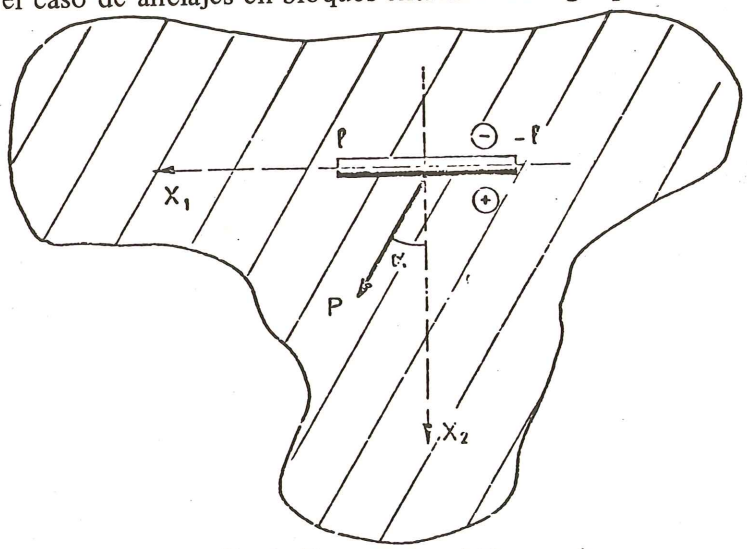


Fig. 1. Fisura semi - rígida cargada.

anclajes pasivos incluidos dentro del material, ya sea este hormigón o suelo en el caso de tablestacas (4). Los procedimientos más utilizados envuelven un elevado grado de aproximación ante la necesidad de reducir un problema de esta complejidad a los niveles normales en la ingeniería.

La distribución de tensiones también ha sido estudiada basándose en resultados obtenidos mediante experiencias fotoelásticas (3).

El presente trabajo analiza el problema bajo dos ópticas diferentes:

– Primero un estudio analítico de las tensiones en las proximidades de un anclaje sumergido dentro de un medio cuyos contornos libres se encuentran alejados de él.

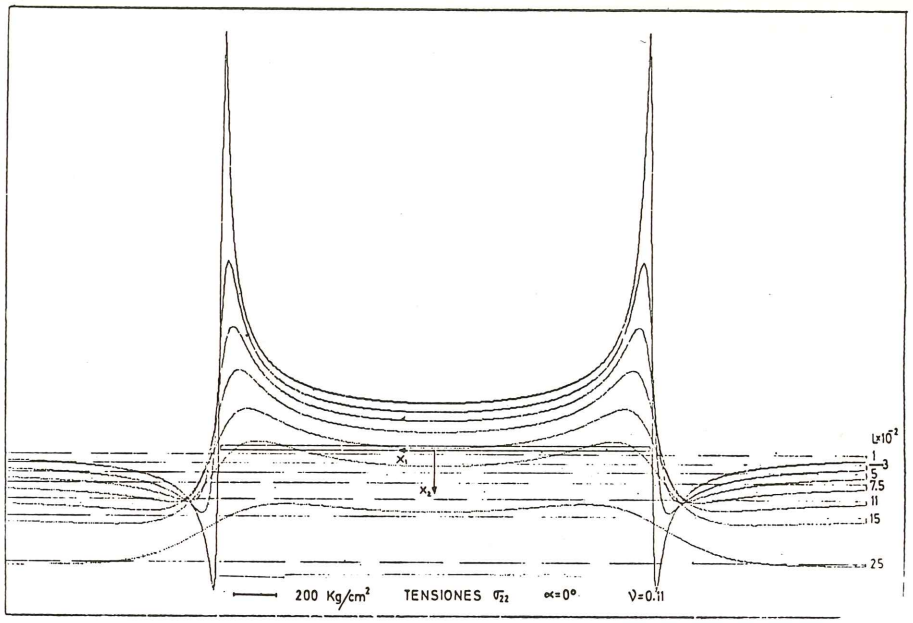


Fig. 2.

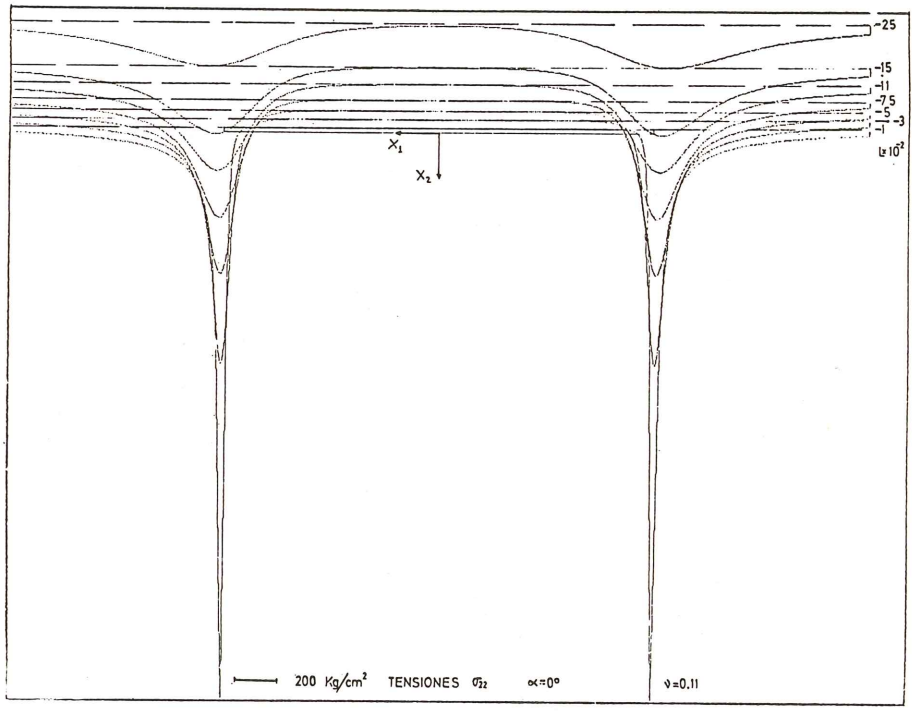


Fig. 3.

El procedimiento utiliza la teoría de los potenciales complejos de Muskhelishvili (5) en elasticidad plana y generaliza los resultados obtenidos por aquél; incluyéndose aquí el caso en que la carga transmitida por el cable a la placa de anclaje no lo sea según la dirección normal a esta. La placa ha de suponerse perfectamente rígida y de espesor despreciable frente a su anchura.

– En segundo lugar se estudia el problema utilizando un método numérico, el Método de los Elementos de Contorno, que hace posible la obtención de la solución no sólo en tensiones sino en desplazamientos y permite tener en cuenta el espesor real de la placa de anclaje, la existencia de bordes libres próximos a un anclaje incluido en el material o el caso de anclajes en los bloques extremos de vigas.

El método de los elementos de contorno está siendo objeto de atención en los últimos

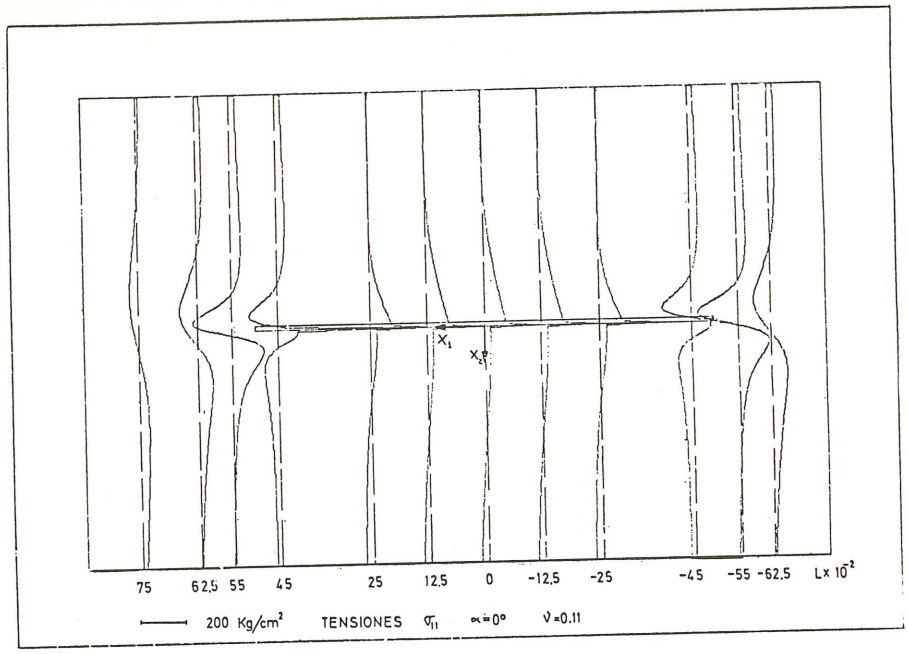


Fig. 4.

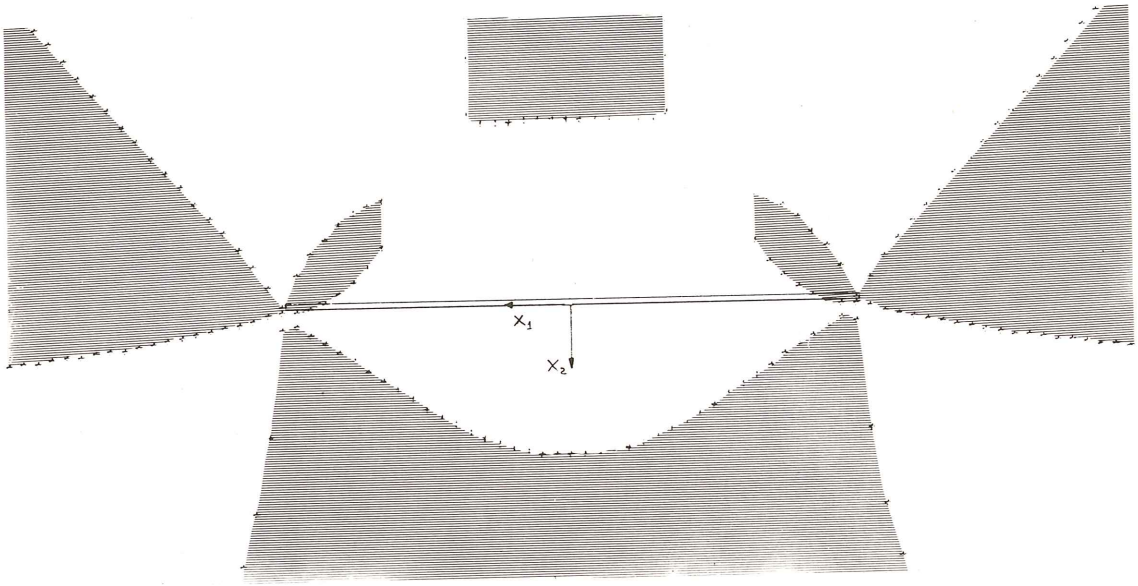


Fig. 5. Zonas de secciones transversales. $a = O^{o}$ $\nu = 0,11$

años por parte de investigadores de muchos países (6 a 8) y sus características lo hacen muy indicado frente al método de los Elementos Finitos para problemas como este donde existen zonas de concentración de tensiones o grandes zonas que modelar.

SOLUCION ANALITICA EN EL PLANO COMPLEJO

El estudio analítico del medio alrededor del anclaje requiere la idealización de él según la forma de la figura 1. El problema es estudiado como plano y placa de anclaje representada por una línea que va de -1 a $+1$ y cuyo borde inferior ⊕ se desplaza con un valor constante a lo largo de su longitud, ante la acción de la carga P.

Las ecuaciones que rigen el comportamiento de un medio elástico plano e infinito son establecidas en forma compleja y haciendo uso de los potenciales de Muskhelishvili (5). So-

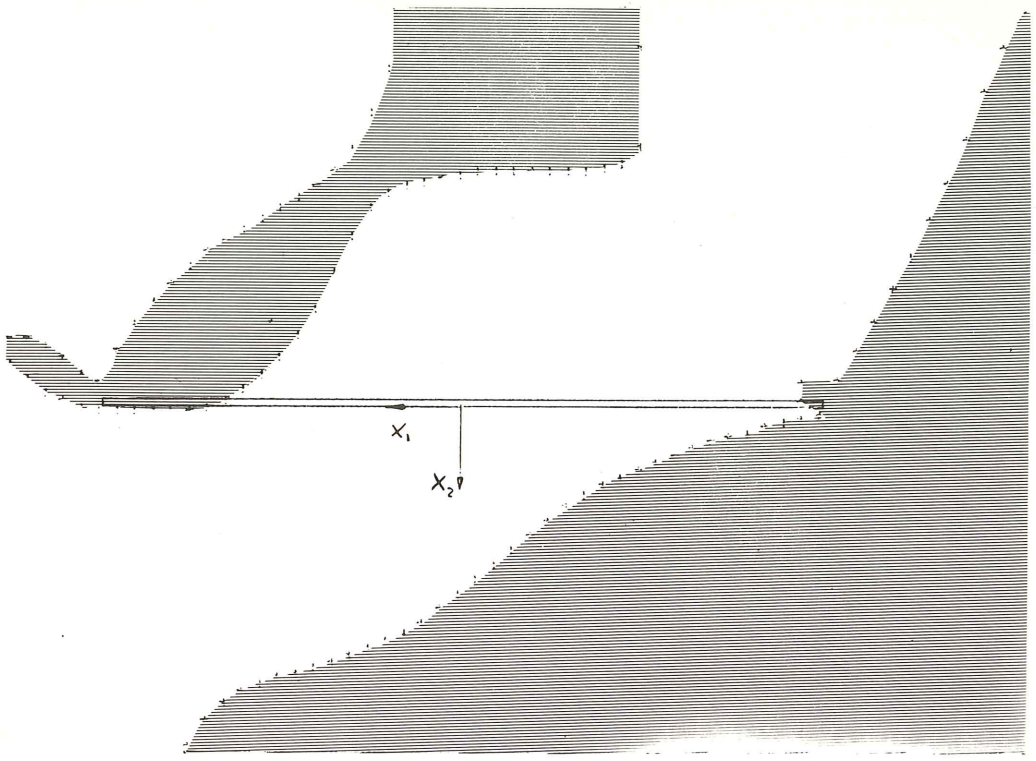


Fig. 6. Zonas de tracciones transversales $\alpha = 20^o$ $\nu = 0{,}11$

bre ellas son aplicadas las condiciones de la placa de anclaje; y en función de las componentes de P según las direcciones normal y tangencial a la fisura son obtenidas las tensiones en

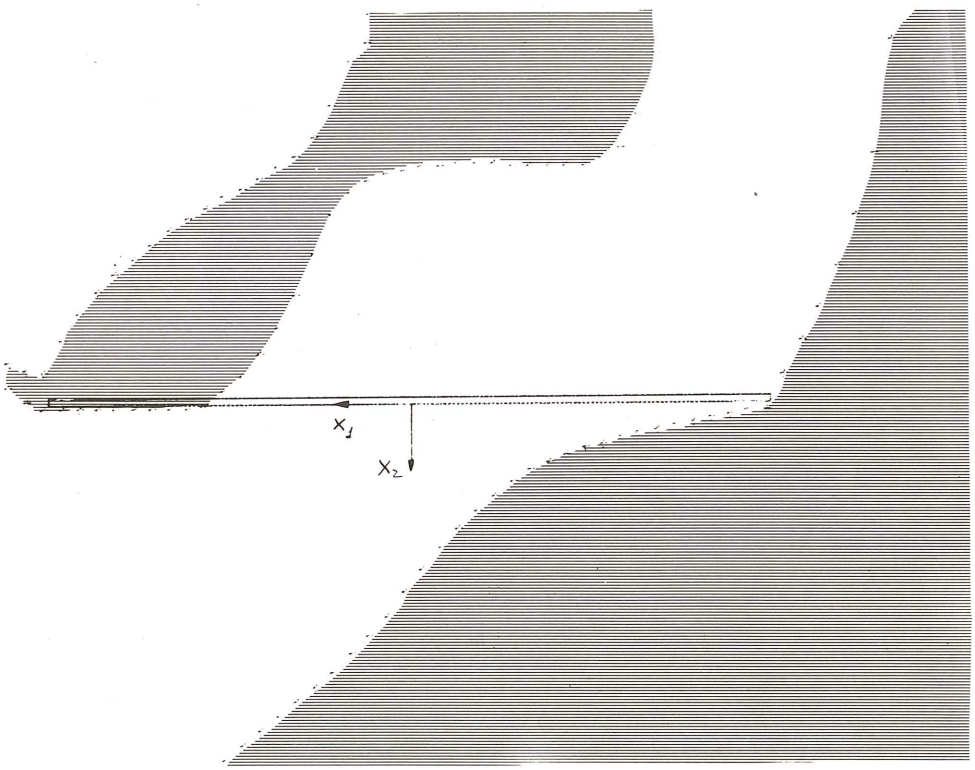


Fig. 7. Zonas de tracciones transversales $\alpha=30^o$ $\nu=0{,}11$

cualquier punto del plano (9). Esta solución analítica se exploró aquí con el fin de obtener las ecuaciones de un elemento de plano dentro del cual hay una fisura semirígida y que pueda ser acoplada a otros elementos para el eventual estudio por un método numérico de

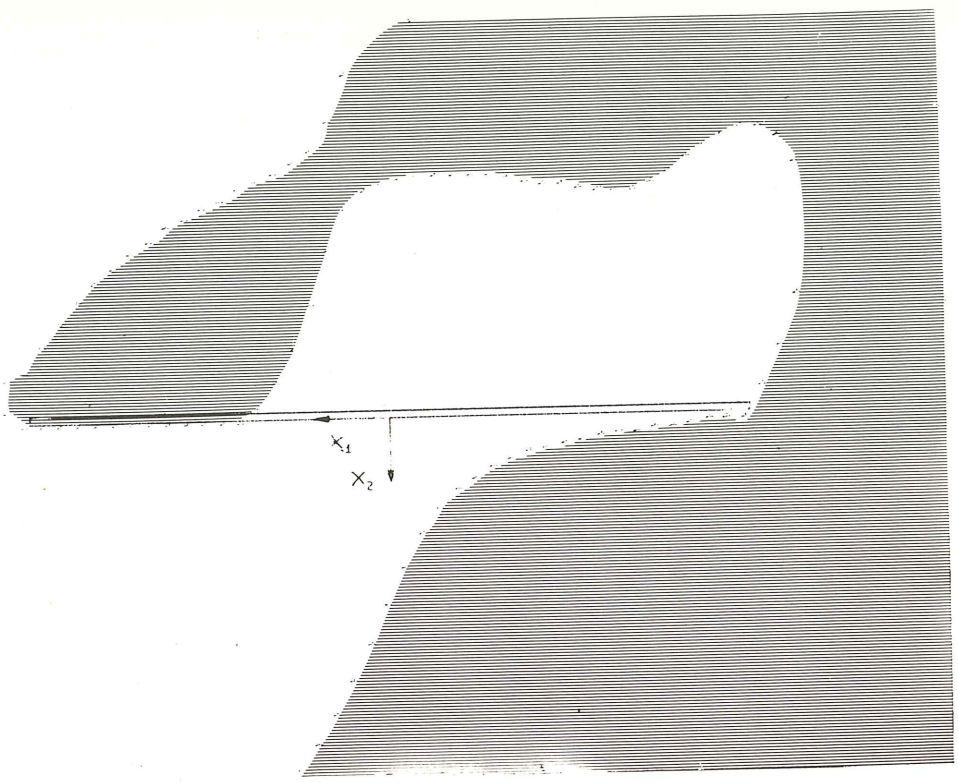


Fig. 8. Zonas de tracciones transversales $\alpha = 45^{o}$ $\nu = 0{,}11$

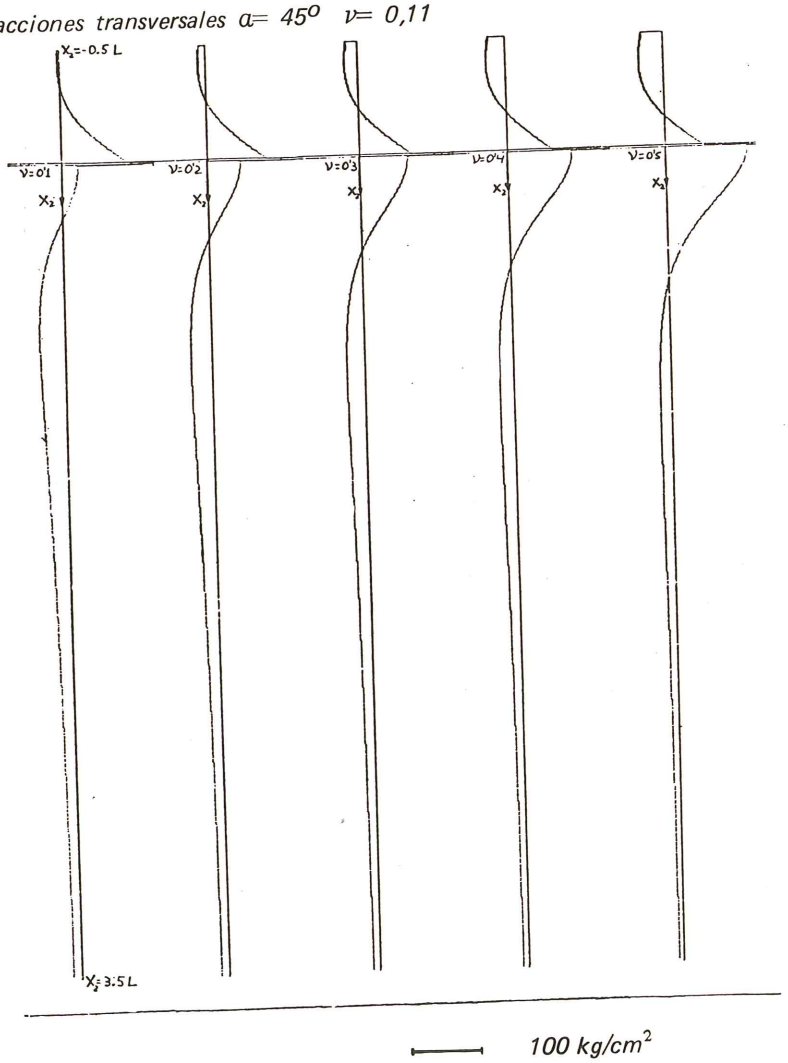


Fig. 9. Tensiones δ_{11} *en la línea* $X_1 = 0$.

un cuerpo que tenga dentro de sí la fisura. La solución obtenida queda indeterminada en movimientos lo que la hace inútil para tal propósito; sin embargo la solución en sí reviste interés y además ha sido utilizada como referencia para comparar con los resultados obtenidos mediante el Método de los Elementos de Contorno.

La figura 2 representa las tensiones σ_{22} obtenidas mediante la solución analítica en siete planos situados bajo la fisura cuando P está dirigida según la normal a la placa. Cada tensión está referida al plano a que corresponde como eje de abcisas. La figura 3 corresponde a planos por encima de la placa y la 4 a las tensiones σ_{11} para planos normales a la fisura. La figura 5 representa rayadas las zonas donde las tensiones σ_{11} son de tracción. En las figuras 6 a 8 se representan estas zonas para diversos ángulos formados por la carga P. La figura 9 representa la variación de las tensiones σ_{11} a lo largo del eje X_2 cuando varía el módulo de Poisson.

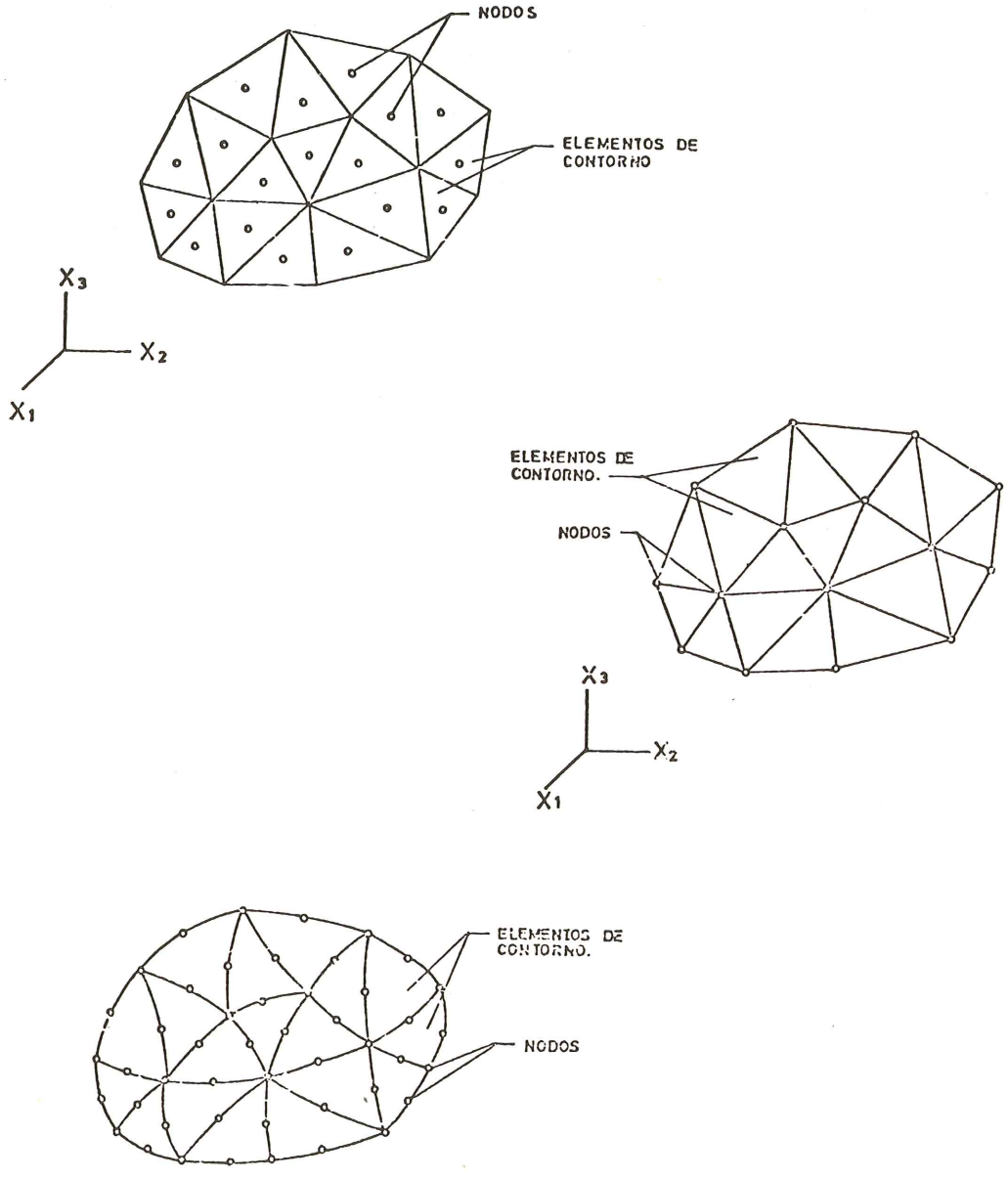


Fig. 10. Cuerpo tridimensional.

SOLUCION NUMERICA MEDIANTE EL METODO DE LOS ELEMENTOS DE CONTORNO

El método de los elementos de contorno puede ser formulado en elasticidad en su forma más intuitiva partiendo del teorema de reciprocidad de Betti-Maxwell entre dos estados, uno el real σ_{ij}, ϵ_{ij}, u_i, y otro virtual σ_{ij}^*, ϵ_{ij}^*, u_i^*; siendo además b_i, b_i^* y t_i, t_i^* las cargas por unidad de volumen y las tracciones sobre el contorno respectivamente.

$$\int_s t_i\, u_i^*\, ds + \int_\Omega b_i\, u_i^*\, dv = \int_s t_i^*\, u_i\, ds + \int_\Omega b_i^*\, u_i\, dv$$

Suponiendo que las fuerzas b_i son nulas y que el estado virtual es el correspondiente a una carga unidad concentrada en un punto P (problema de Kelvin) la ecuación fundamental puede ser escrita para el punto P en la forma:

$$u_j^P + \int_s t_i^*\, u_i\, ds = \int_s t_i\, u_i^*\, ds$$

Esta ecuación expresa el desplazamiento en cualquier punto en función de los desplazamientos y tracciones en el contorno S del cuerpo. Si el punto P se encuentra sobre el contorno, las integrales a través del contorno S, incluyen un punto singular y la ecuación después de excluir este punto de las integrales puede ser escrita de la forma:

$$\frac{1}{2} u_i^P + \int_s t_i^*\, u_i\, ds = \int_s t_i\, u_i^*\, ds$$

donde P ∋ S y S es suave en el punto P.

La ecuación anterior establece una relación entre tracciones y desplazamientos en el contorno S. Las condiciones de contorno siempre nos darán una de estas dos variables en cada punto y por tanto se podrá determinar la otra.

La ecuación integral anterior puede transformarse en un sistema de ecuaciones que relaciona desplazamientos y tracciones en puntos del contorno, si se considera este discretizado en elementos (figura 10) y ambas variables aproximadas en cada elemento por sus valores nodales. En cada nodo podrá ser entonces establecida la relación que dá el desplazamiento según una coordenada del nodo, en función de los desplazamientos y tracciones en todos los nodos del contorno. Actuando así se obtiene un sistema de la forma:

$$\underset{\sim}{G} \cdot \underset{\sim}{t} = \underset{\sim}{H} \cdot \underset{\sim}{u}$$

donde $\underset{\sim}{t}$ y $\underset{\sim}{u}$ son los vectores de tracciones y desplazamientos en los nodos y $\underset{\sim}{G}$ y $\underset{\sim}{H}$ son unas matrices cuadradas cuyos términos se obtienen por integración a través de los elementos de la solución de Kelvin para el caso en que la carga concentrada unidad se va aplicando sobre cada una de las coordenadas de los nodos del contorno.

En cualquier problema son conocidas las tracciones o desplazamientos en todos los nodos y por tanto el sistema puede ser escrito en forma:

$$\underset{\sim}{A} \cdot \underset{\sim}{X} = \underset{\sim}{B} \cdot \underset{\sim}{Y}$$
$$\underset{\sim}{A} \cdot \underset{\sim}{X} = \underset{\sim}{F}$$

donde en X se han introducido todas las incógnitas y en Y todos los valores conocidos. $\underset{\sim}{A}$ y $\underset{\sim}{B}$ son obtenidas a partir de $\underset{\sim}{G}$ y $\underset{\sim}{H}$ por intercambio de columnas.

Una vez resuelto el sistema de ecuaciones y conocidas tracciones y desplazamientos sobre todo el contorno, el desplazamiento en cualquier punto interno del cuerpo puede ser obtenido a partir de la ecuación fundamental que para el caso del contorno discretizado queda en la forma:

$$\underset{\sim}{u}^P = \sum_{n=1}^{N} \left\{ \int_{S_n} \underset{\sim}{u}^* \underset{\sim}{t}\, ds - \int_{S_n} \underset{\sim}{t}^* \underset{\sim}{u}\, ds \right\}$$

y donde $\underset{\sim}{t}$ y $\underset{\sim}{u}$ serán expresados en función de sus valores nodales.

Las tensiones en cualquier punto interno son obtenidas por una expresión similar deducida de la anterior por derivación:

$$\sigma_{ij}^P = \sum_{n=1}^{N} \left\{ \int_{S_n} \underset{\sim}{D}_{ij} \underset{\sim}{t}\, ds - \int_{S_n} \underset{\sim}{S}_{ij} \underset{\sim}{u}\, ds \right\}$$

donde $\underset{\sim}{D}_{ij}$ y $\underset{\sim}{S}_{ij}$ son obtenidos directamente por derivación de los desplazamientos $\underset{\sim}{u}$ de la solución fundamental[1].

El estudio del problema de los anclajes se ha hecho utilizando este método. El primer problema estudiado ha sido el de una placa rígida sometida a una carga P, normal o no a ella, e incluida dentro de un material cuyos contornos exteriores se encuentran alejados del anclaje. El problema se ha estudiado en dos dimensiones y la placa, cuyo espesor es un decimo de su longitud, ha sido modelada con setenta y cuatro elementos (figura 11) en los que se supone que el desplazamiento y resultante de tensiones toman un valor constante igual al valor en el nodo supuesto en su punto medio.

Se aplican unas condiciones de contorno de desplazamiento constante en el borde inferior cargado y resultante de tensiones nula en los otros tres lados del rectángulo.

Con las condiciones anteriormente citadas se han obtenido unas tensiones, cuya componente σ_{22} se dibuja en la figura 12 en dos planos por debajo de la placa y en el caso de que esta se encuentre cargada según su normal. Como comparación se han dibujado también los valores que se obtuvieron por el procedimiento analítico en estos mismos planos. Hemos de considerar que el problema resuelto ahora difiere del analítico en que el espesor toma un valor finito de un décimo de la longitud. No obstante esto no influye prácticamente en las tensiones en la zona por debajo de la placa. Por el contrario si dibujamos las tensiones σ_{22}

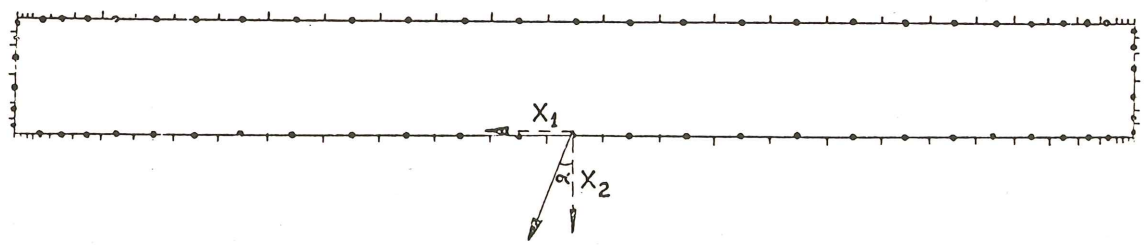


Fig. 11. Discretización del contorno de la placa de anclaje.

[1] Una más amplia exposición del método para problemas elásticos puede ser encontrada en referencias (8 y 9).

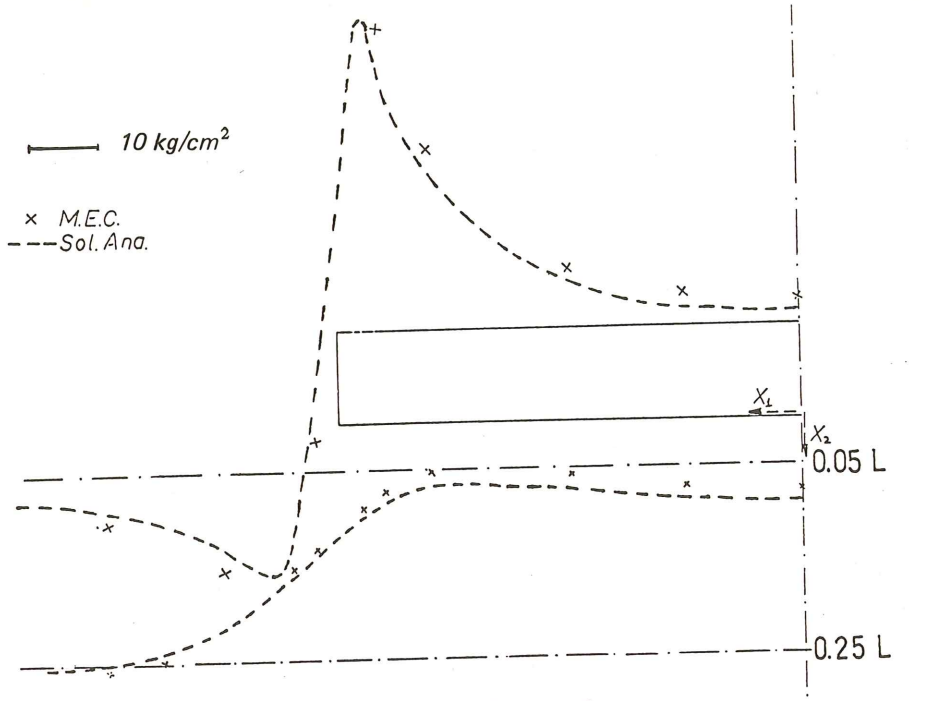


Fig. 12. Tensiones δ_{22} $\alpha=0^o$

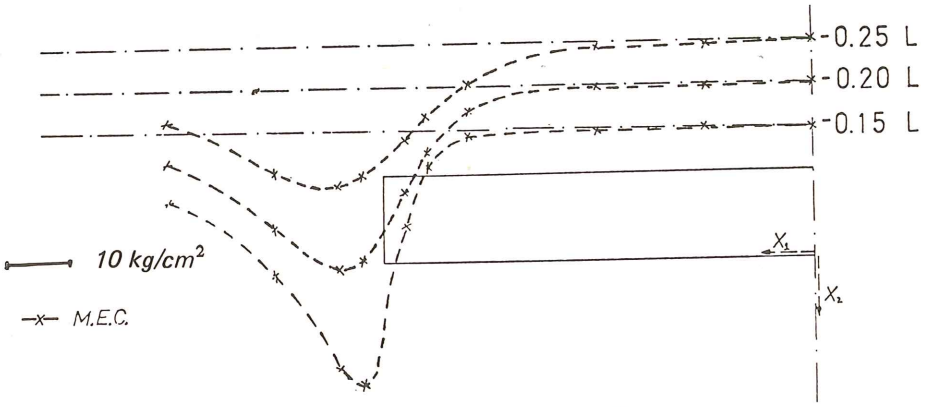


Fig. 13. Tensiones δ_{22} $\alpha=0^o$

en planos por encima de la placa la comparación es aquí más difícil ya que estas tensiones están muy influenciadas tanto por el borde cargado como por la proximidad de borde libre de tensiones y estos dos, en el caso de la solución analítica, estaban a la misma distancia del plano considerado pero cuando se considera un cierto espesor de la placa no lo estan.

Teniendo en cuenta las diferencias geométricas se puede ver que las curvas de la figura 13 tienen la misma forma que las de la figura 3 y sus valores, para cada plano por encima de la placa, están comprendidos entre los valores que allí se obtendrían para planos que distasen a la fisura lo que los aquí considerados al borde inferior y al borde superior de la placa respectivamente.

En la figura 14 pueden verse los valores de las tensiones σ_{11} en planos transversales a la placa de anclaje cuando la carga es normal a ella. En la zona positiva del eje X_2 se han dibujado también los valores obtenidos mediante la solución analítica. La Figura 15 representa la influencia del módulo de Poisson sobre el punto de $\sigma_{11} = 0$ en la zona positiva de X_2.

Cuando existe un contorno libre de tensiones próximo a la placa de anclaje este influye sobre la variación de tensiones en la zona próxima al anclaje. En la figura 16 se ve la discre-

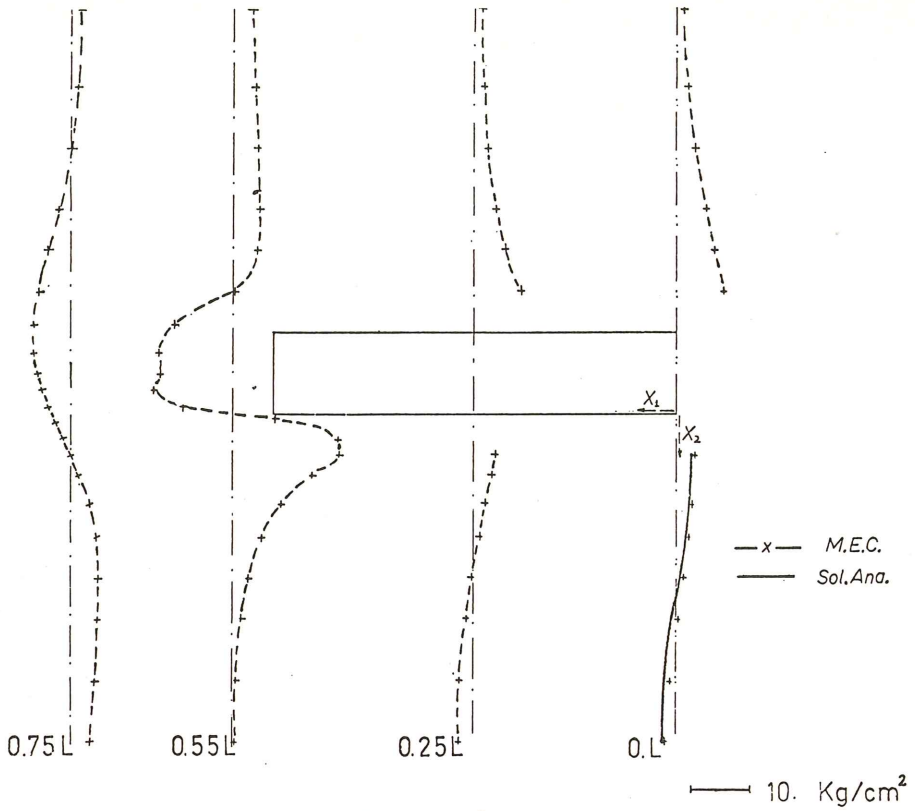


Fig. 14. Tensiones δ_{11} $\alpha = 0^o$

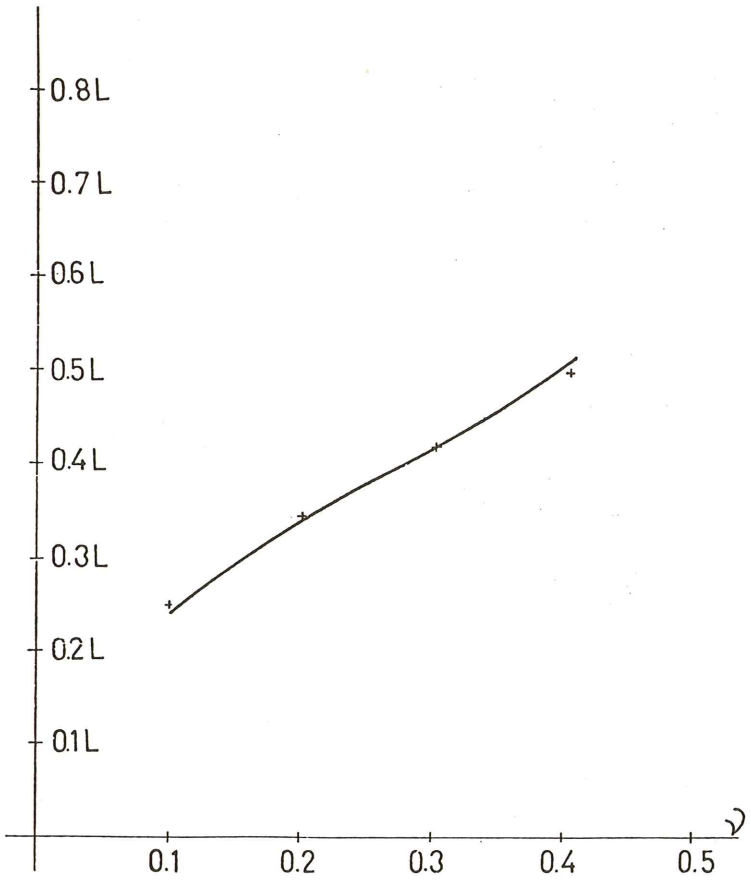


Fig. 15. Influencia de ν *sobre la distancia del punto* $\delta_{11} = 0$ *al eje* X_1

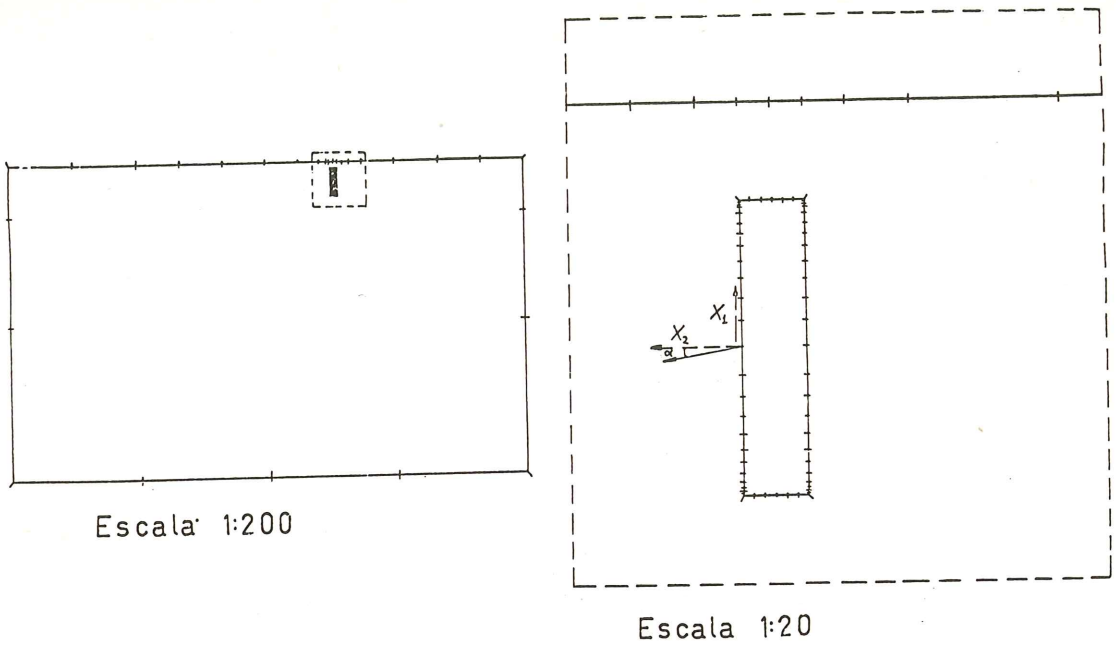


Fig. 16. Discretización del contorno. Anclaje superficial.

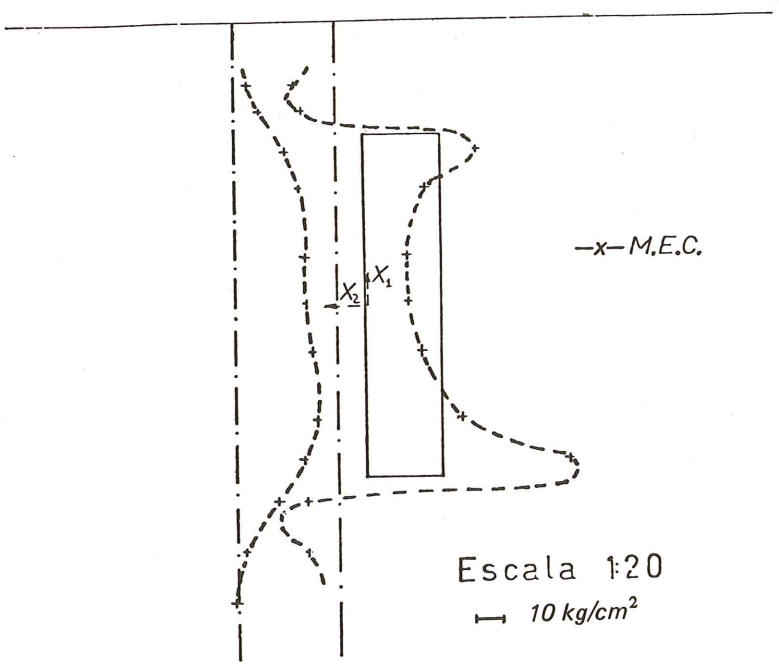


Fig. 17. Tensiones δ_{22} a 0°

tización utilizada para este problema y en la figura 17 las tensiones σ_{22} en dos planos de la zona bajo la carga. Se puede apreciar como la presencia del borde libre hace que la distribución de tensiones bajo la placa no sea ya simétrica respecto de X_2. La figura 18 representa las mismas tensiones en los mismos planos pero cuando el borde libre se encuentra más alejado de la placa, con lo cual su influencia prácticamente ha desaparecido.

Dada la generalidad del procedimiento, este puede ser empleado para obtener la solución de otros problemas más particulares y así en el caso del anclaje en la cabeza de una viga se puede obtener la solución del problema en tensiones y desplazamientos suponiendo una discretización del contorno del tipo de la figura 19. Aplicando un desplazamiento uniforme a toda la placa, se obtienen las tensiones principales que se han dibujado en la figura 20. La magnitud del segmento es proporcional al valor de la tensión y su dirección la de aquella.

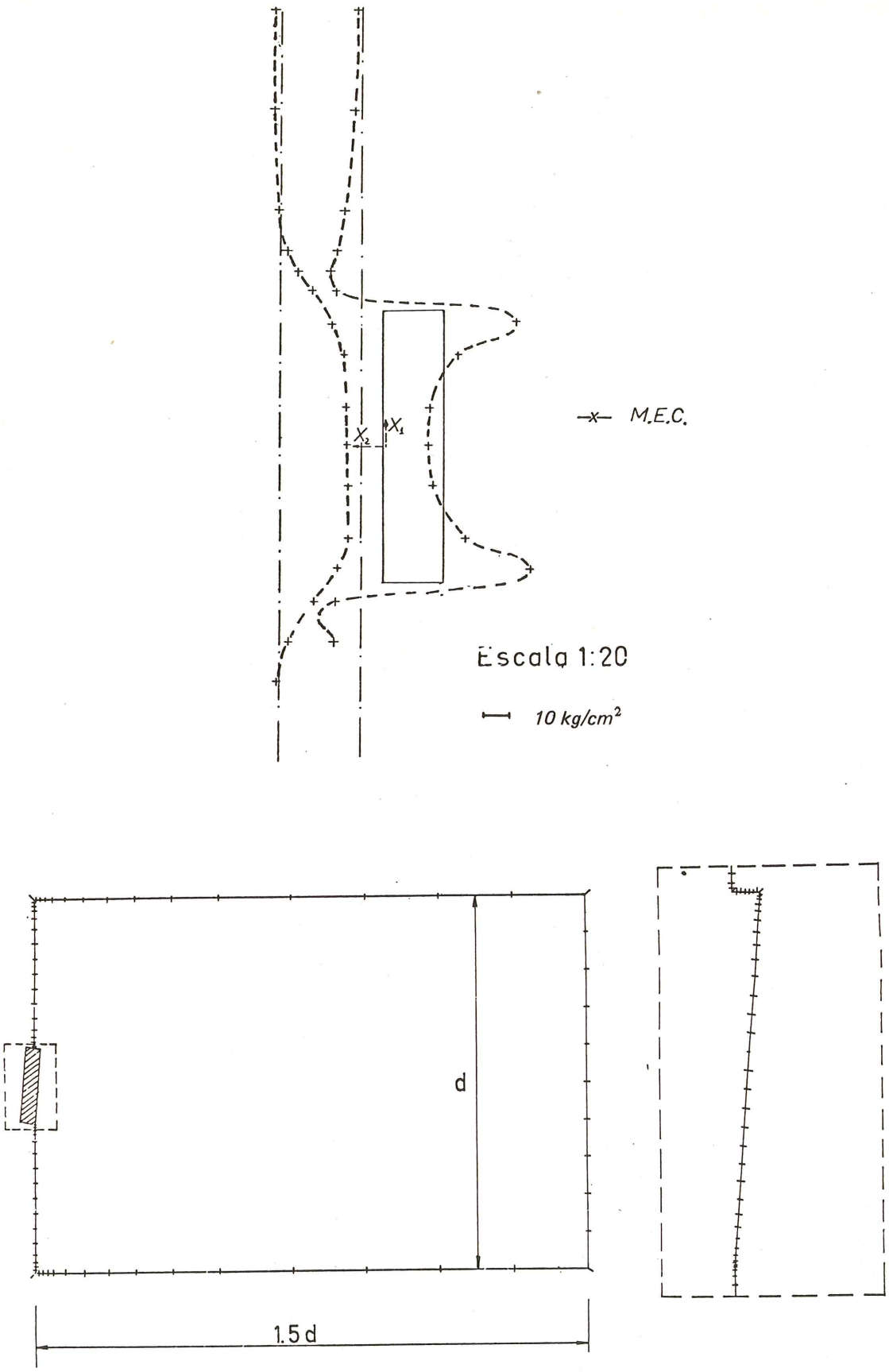


Fig. 19. Discretización del contorno. Anclaje de pretensado.

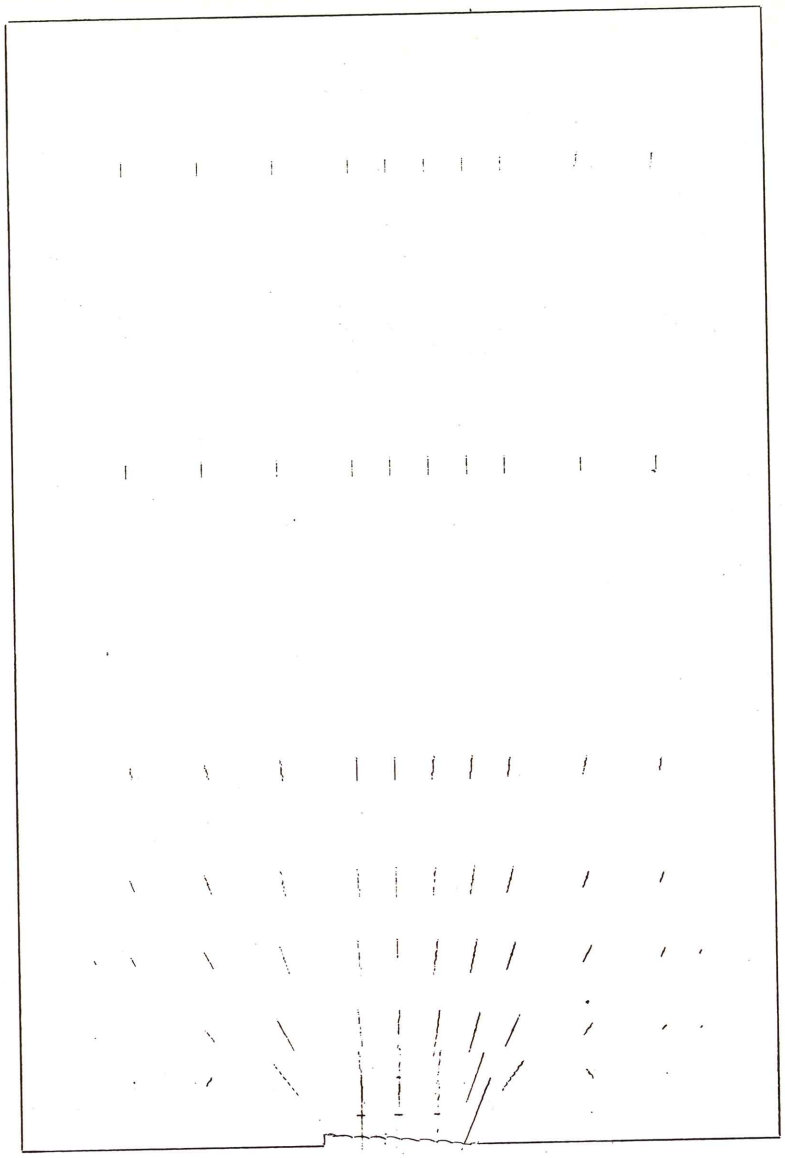


Fig. 20. Un anclaje sin apoyo.

Estos resultados están en buen acuerdo con los ensayos fotoelásticos de Sargious (3).

Otras situaciones con mayor número de anclajes y un apoyo próximo al extremo de la viga pueden ser estudiadas con el Método de los Elementos de Contorno. En general el método resulta adecuado para este tipo de problemas dada la posibilidad de modelar cualquier configuración particular y la adecuada precisión de los resultados obtenidos.

REFERENCIAS

1. MAGNEL, G. "Prestressed Concrete". Londres. Concrete Publications (1950)

2. GUYON, Y. "Hormigón Precomprimido". Traducción al castellano del original de 1957. Madrid. Dossat S.A.

3. LEONHARDT, F. "Hormigón Pretensado". Instituto Eduardo Torroja. Madrid (1967).

4. SELVADURAI, A.P.S. "The Load-Deflexion Chracteristics of a Deep Rigid Anchor in an Elastic Medium". Geotechnique 26, No. 4 (1976).

5. MUSKHELISHVILI, N.I. "Some Basic Problems of the Mathematical Theory of Elasticity", (traducción inglesa del ruso). Groningen. Noordhoff (1953).

6. RIZZO, F.J. "An Integral Equation Approach to Boundary Value Problems of Classical Elastostatics. Q. Appl. Math. 25, 83 (1967).

7. CRUSE, T.A. "Application of the Boundary-Integral Eq. Method to 3-D Stress Analysis". J. Comp. And Struct. Vol. 3 (1973).

8. ALARCON, E., BREBBIA, C.A. y DOMINGUEZ, José. "The Boundary Element Method in Elasticity". International Journal of Mechanical Sciences (1978).

9. DOMINGUEZ, José. "Cálculo de tensiones en las inmediaciones de anclajes aplicación del método de los Elementos de Contorno". Tesis E.T.S.I. Industriales de Sevilla (1977).

10. DOMINGUEZ, José., ALARCON, E. "Análisis Elástico del Estado Tensional en las Inmediaciones de Anclajes Pasivos. Primeras Jornadas Ibero-Latinoamericanas de Hormigón Pretensado. Buenos Aires (Octubre 1977).

Ensayos comparativos de adherencia por los métodos Beam-Test y Pull-out sobre barras corrugadas de grandes diámetros.

Por: J. Calavera Ruíz, Dr. Ingeniero de Caminos
A. Delibes Liniers, Ingeniero de Caminos.
G. González Isabel, Ingeniero Técnico C.C.
J.M. Izquierdo Bernaldo de Quirós, Ingeniero de Caminos

INTRODUCCION

Como consecuencia de la introducción en el campo del hormigón de los aceros de alta resistencia, se planteo la necesidad de transmitir al hormigón, en una zona, que, por motivos económicos, debía ser la menor posible, las elevadas solicitaciones que este tipo de acero debía absorber para conseguir su total aprovechamiento.

Como sabemos, las causas que permite la transmisión de esfuerzos entre el hormigón y el acero, en el caso de barras lisas, son la "ADHESION" y el "ROZAMIENTO". Ante la insuficiencia de ambas para conseguir la necesidad antes apuntada, los fabricantes de acero dotan a la superficie de las barras de unas alteraciones de nivel distribuídas periódicamente sobre toda ella que reciben el nombre de corrugas o resaltos. Con ello a los fenómenos de adhesión y rozamiento citados se suma una capacidad de efecto muy importante, "ACUÑAMIENTO", que se origina al producirse el acodalamiento del hormigón entre los resaltos de la barra al intentar ésta deslizar, desde su posición inicial, como consecuencia de una solicitación externa. A la conjunción de efectos citada la conocemos por el nombre genérico de "ADHERENCIA".

El alto rendimiento conseguido en la transmisión de esfuerzos entre hormigón y acero por la conjunción de los fenómenos mencionados, va a permitir, además, la simplificación del proceso de ferrallado al posibilitar la eliminación de los tradicionales ganchos de anclaje.

El perfeccionamiento de los métodos de cálculo y un conocimiento de los materiales de construcción, ha permitido una reducción progresiva de los coeficientes de seguridad, con el consiguiente incremento de las solicitaciones efectivas sobre las armaduras. Por otra parte las necesidades de transmisión de esfuerzos, son día a día, más considerables.

Por las causas anteriores, bien conocidas por los que nos dedicamos, de una forma u otra, al estudio del hormigón, la técnica de la construcción ha precisado un conocimiento, cada vez más perfeccionado, del complejo fenómeno físico-químico y mecánico de la adherencia entre el hormigón y el acero, y de la influencia que en el mismo pudieran tener los innumerables factores que sobre él inciden.

La atención preferente que en su día recibió el estudio del tema por diversos investigadores, y que aún hoy en día se mantiene, no ha conseguido desarrollar el conocimiento del fenómeno físico en forma paralela a las necesidades de la técnica. Por esta razón era primor-

dial la puesta a punto de algún tipo de ensayo que permitiera el estudio, en forma experimental, del fenómeno que nos ocupa.

Aún cuando existen diversos métodos de ensayo, los más usualmente aplicados son los que se describen a continuación.

ENSAYO SIMPLE DE ARRANCAMIENTO

Es el procedimiento más elemental para medir la resistencia que ofrece el hormigón al arrancamiento de una barra embebida previamente en él, pues en definitiva en ello podemos cifrar el principal problema técnico presentado por la adherencia. Consiste en aplicar un esfuerzo creciente de tracción en uno de los extremos de la barra hasta producir el arrancamiento de la misma (Véase Fig. nº 1).

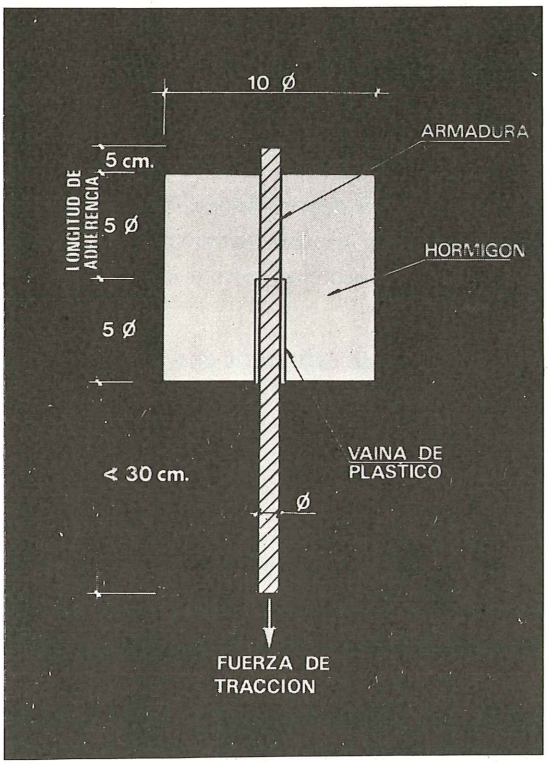


Fig. 1 Ensayo simple de arrancamiento.

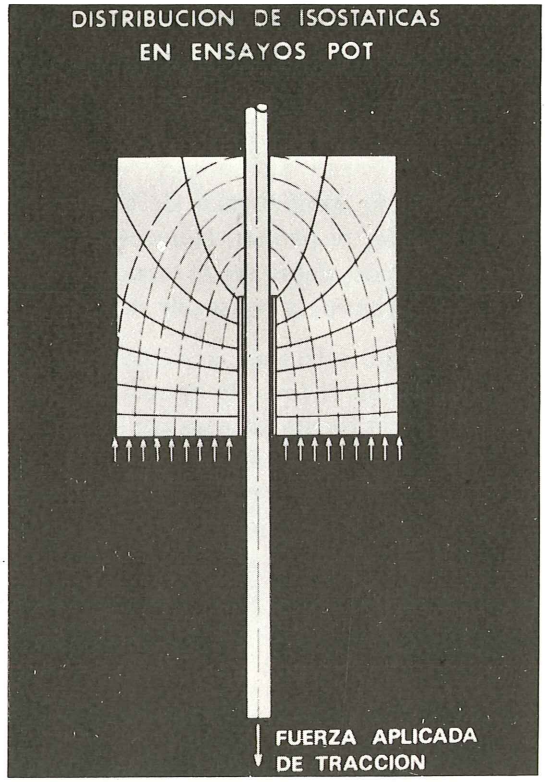


Fig. 2 Arcos de compresión.

El sistema sería plenamente satisfactorio sino fuese por que al aplicarse el esfuerzo por un extremo la reacción correspondiente se localiza en la base inferior de la probeta produciéndose la disposición de las isostáticas que se representa en la Fig. nº 2. Esto es, la zona adherente de la barra está sometida a esfuerzos de compresión lo que, lógicamente, no ocurre siempre en la realidad.

Los resultados entonces serían optimistas sino fuese porque, según la capacidad resistente del hormigón, puede producirse la rotura por hendimiento de la probeta, previamente a la de la adherencia (Véase Fig. nº 3). Esta es la razón por la que en algunos métodos de ensayo se dispone en la probeta una armadura secundaria.

En suma, disponemos ya de un método de ensayo que adolece del defecto de no reproducir las condiciones reales de trabajo y no nos permite establecer, a priori, si los resultados de ensayo van a estar o no, del lado de la seguridad. Lo que sabemos antes de comenzar el

ensayo es que el resultado del mismo va a estar afectado de un error no despreciable.

Para evitar los defectos apuntados BAUS desarrolla un método de ensayo de adherencia por flexión que ha sido adoptado por el C.E.B. la R.I.L.E.M. y la F.I.P.

La probeta para ensayo consiste en dos medias viguetas de hormigón armadas con un redondo pasante y unidas por una rótula metálica dispuesta en la zona de compresión. Se disponen dos zonas adherentes, de longitud constante, (10ϕ) coincidentes con el centro de cada una de las viguetas (Véase Fig 4).

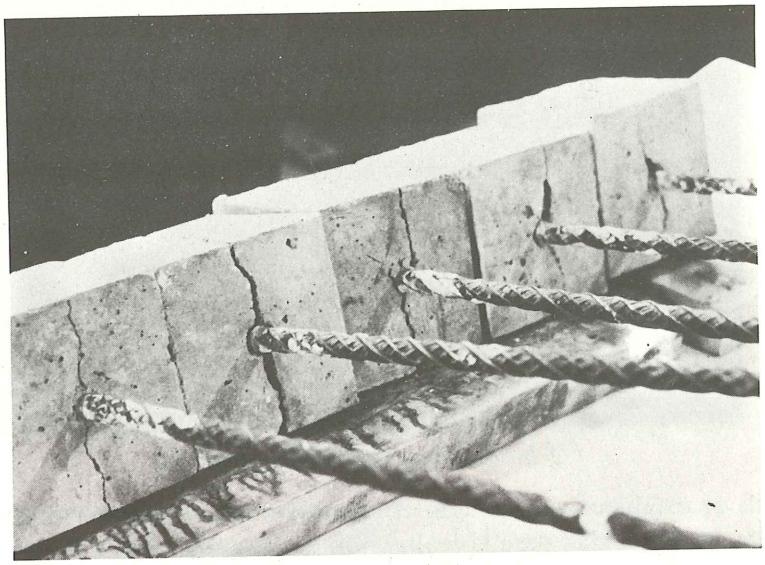


Fig. 3 Rotura de "splitting" del hormigón.

Con esta disposición se consiguen tres ventajas importantes con respecto al método anterior.

- Anular el efecto local de los apoyos.
- Conocer exactamente la tensión a que está sometida la armadura, al poder determinar con precisión el brazo del par interno.
- Obtener dos resultados de ensayo.

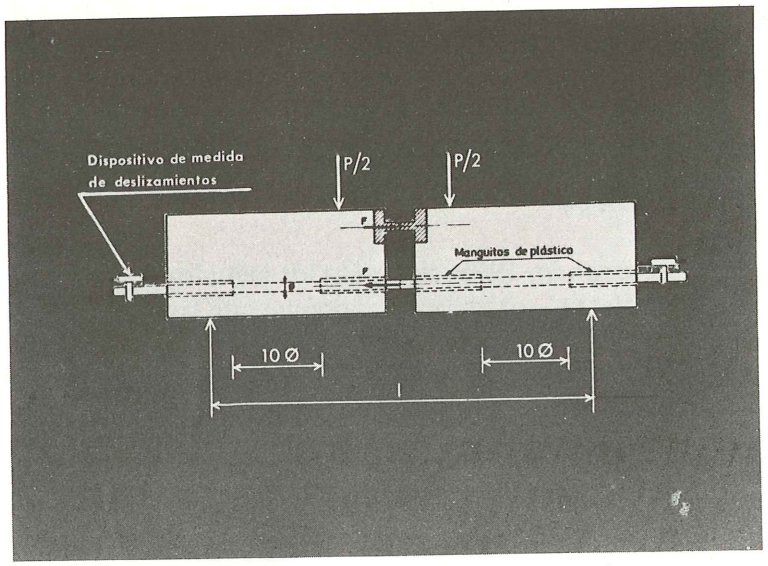


Fig. 4 Ensayo de adherencia por flexión (BEAM-TEST).

Sin embargo el método adolece de un defecto importante. En efecto, la zona adherente está colocada, como hemos apuntado, en una zona en la que el cortante es máximo pudiendo ocurrir, en el caso en que éste alcance valores elevados, que se produzca el fallo del hormigón por corte con la consiguiente fisuración del hormigón y su lógica influencia en los resultados de ensayo (Véase Fig. 5).

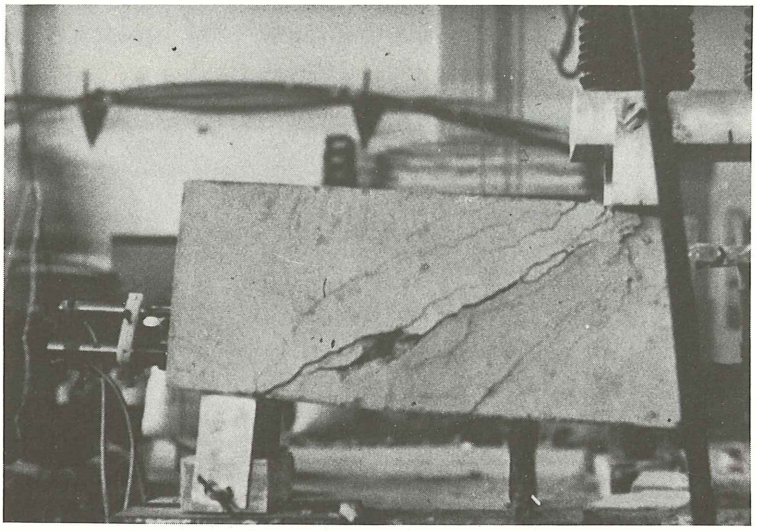


Fig. 5 Rotura por cortante del hormigón.

Con el fin de establecer un estudio comparativo entre ambos métodos de ensayo, así como comprobar su idoneidad para la realización de ensayos de adherencia referidos a barras de grandes diámetros, el Comité Europeo del Hormigón, a través de su Comisión II, decidió la realización de un programa internacional de ensayos, del cual se conocen, parcialmente en estos momentos, los resultados obtenidos por los cinco laboratorios que participaron en el mismo, esto es:

- SACILOR, en París.
- TOR ISTEG, en Viena.
- UNIVERSIDAD DE STUTTGART.
- Instituto EDUARDO TORROJA, en Madrid.
- Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC), en Madrid.

La colaboración de este último laboratorio a dicho estudio es el objeto de esta comunicación.

REALIZACION DEL ENSAYO

Los ensayos se realizaron en 1975, siguiendo los métodos de ensayo R.I.L.E.M. 7-II-28 D y 7-II-128. El plan se efectuó sobre barras expresamente laminadas en Viena para el ensayo correspondiente, referido a los diámetros 20, 25, 32 y 40 mm., realizándose cinco determinaciones por cada uno de los diámetros y métodos de ensayo. Se adoptaron los dispositivos de medidas que se observan en las Figs. 6, 7 y 8 siguientes.

La medición de deslizamientos es efectuada automáticamente por medio de un extensómetro electrónico formado por dos captadores inductivos dispuestos según uno de los diámetros de la probeta.

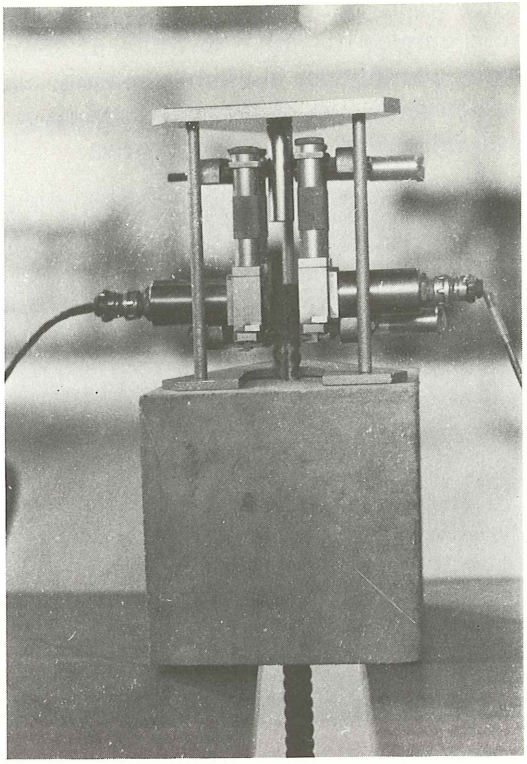


Fig. 6. Medidor de desplazamientos en el ensayo de PULLOUT.

En la Fig. 7 puede apreciarse la rótula y la barra pasante. El dispositivo de medida que se observa en los extremos, se aprecia con más detalle en la Fig. 8.

El sistema de medición de deslizamientos está formado por un conjunto de tres captadores electrónicos de inducción conectados a un sistema de adquisición de datos, controlado por ordenador. Este sistema permite la obtención automática del diagrama cargas-deslizamientos con una precisión media de 0,01 kp/cm^2 en tensiones de adherencia y 0,5 micras en deslizamientos.

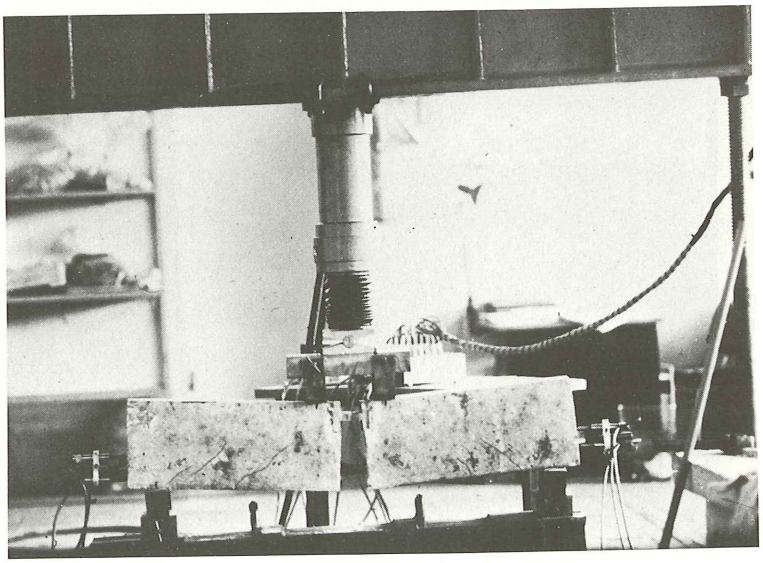


Fig. 7. Ensayo de Beam-Test.

Como consecuencia del objeto del estudio, esto es, el análisis comparativo de los resultados obtenidos mediante el empleo de ambos métodos de ensayo es obvio que el plan de ensayos no podía por menos que intentar el establecimiento, con toda la precisión posible, de una sistemática para la determinación de las características geométricas del corrugado de las barras que iban a ser utilizadas en el ensayo comparativo.

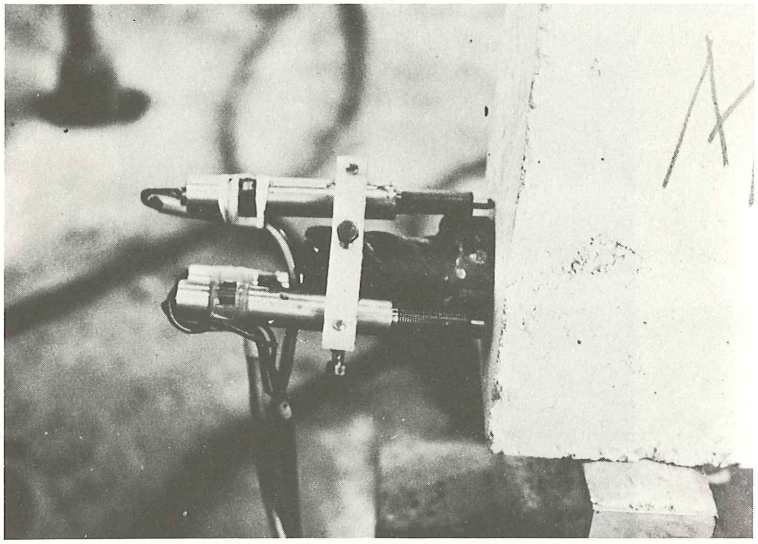


Fig. 8 Medidores de desplazamientos durante el ensayo de Beam-Test.

De acuerdo con lo anterior, el plan de ensayos preveía la medición de las características de las zonas adherentes de cada una de las barras, por dos personas distintas durante cinco días consecutivos, efectuándose cinco determinaciones rigurosas de los parámetros que se indican en la Fig. 9.

La realización de las determinaciones indicadas condujo a la obtención de un total de 6.000 resultados de ensayo, por cada laboratorio, para la determinación de las características geométricas de las barras utilizadas.

Se adoptó una fórmula dada por la norma DIN, para la definición de la superficie espe-

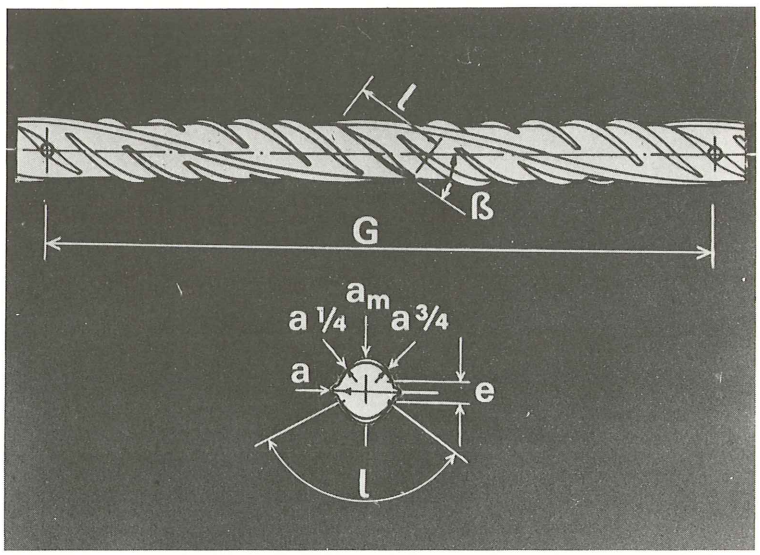


Fig. 9 Parámetros obtenidos para la determinación de las características geométricas del corrugado de las barras.

cífica de resaltos con el fin de reflejar, de algún modo, las características geométricas de la barra.

RESULTADOS OBTENIDOS

Con carácter general, los resultados obtenidos por los distintos laboratorios, permiten apuntar las siguientes conclusiones:

- La repetibilidad del ensayo (posibilidad de repetirlo en las mismas condiciones, laboratorio y barra) es prácticamente idéntica en ambos métodos, y conduce a dispersiones del orden del 13 por 100.
- La reproducibilidad del ensayo (posibilidad de repetirlo en otros laboratorios), es análoga en ambos métodos con dispersiones entre unos y otros del orden del 18 por 100, excepto para la tensión y forma de rotura del ensayo PULL-OUT en que se aprecian diferencias significativas entre laboratorios.
- Se observa mayor dispersión en los ensayos de PULL-OUT que en los de BEAM-TEST.
- Se deben dar normas muy estrictas para controlar la calidad y dosificación del hormigón, debiendo tomar medidas correctoras del Splitting en probetas P.O.T. cuyo riesgo aumenta con el diámetro. Igualmente se llama la atención sobre el hecho de que la probeta de B.T. puede no tener suficiente capacidad a cortante para ensayar diámetros gruesos. En este aspecto el plan ha conducido a resultados muy positivos y ya existe una propuesta al C.E.B. proponiendo un aumento en las dimensiones de la probeta B.T. para diámetros iguales o superiores a 40 mm.

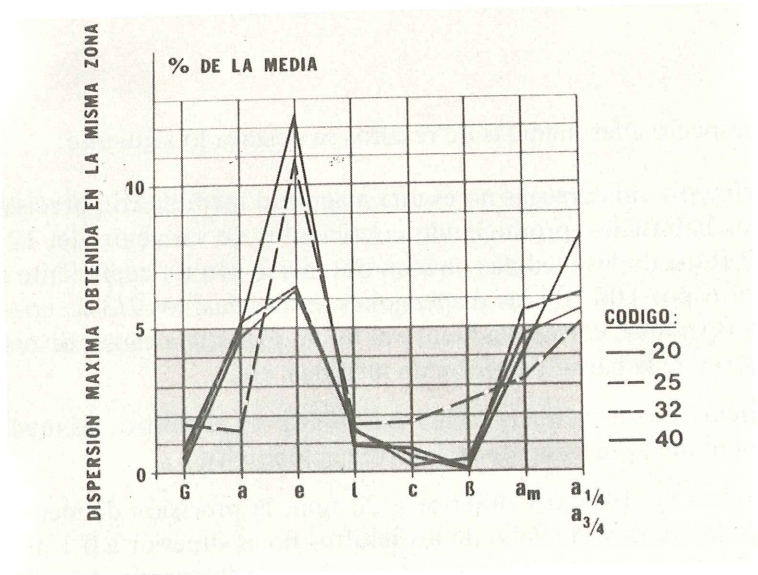


Fig. 10 Características geométricas del corrugado. Representación gráfica de los resultados del ensayo.

- Aún cuando hay que considerar que la superficie específica de resaltos no era proporcional a los diámetros de las barras ensayadas y, por otra parte, los resultados obtenidos pueden tener una representatividad sólo parcial, dado que se ha ensayado un solo tipo de perfil, no parece existir relación inmediata entre dicho parámetro (superficie específica de resaltos) y las tensiones de adherencia que es capaz de soportar la barra.

– Teniendo en cuenta la observación anterior se ha confirmado el hecho, ya conocido, de que tanto τ_{bm} como τ_{bu} son decrecientes con el diámetro de la barra.
– Las τ_m son prácticamente coincidentes, con excepción, quizá, de los diámetros más gruesos, en los que se decanta a favor del P.O.T.

La τ_u (P.O.T.) es superior a la de B.T.

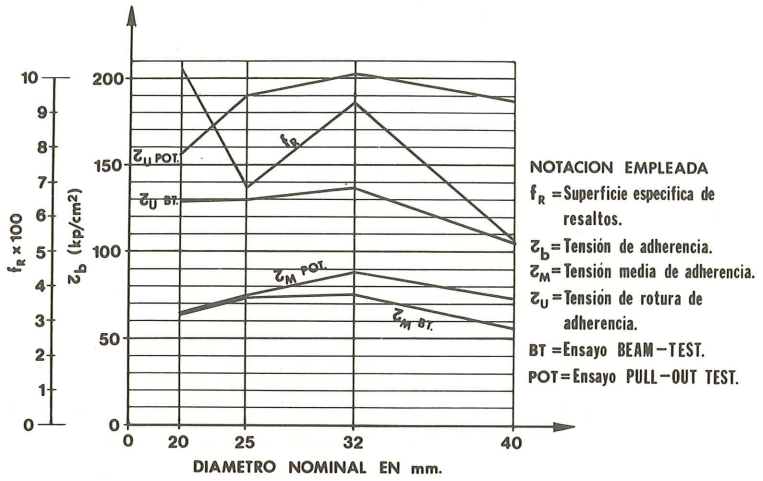


Fig. 11. Ensayos comparativos de adherencia. Representación de los resultados de ensayo.

Con respecto a las medidas de resaltos se destaca lo siguiente:

– El perímetro sin corrugas no es una magnitud medible con precisión con los procedimientos habituales, produciendo coeficientes de variación del 12 por 100 de la media. El resto de las medidas pueden obtenerse con un coeficiente de variación del orden del 6 por 100. De las dispersiones apuntadas, los 2/3 de error total son imputables al operador, correspondiendo el tercio restante a causas diversas, (variación en la geometría de la barra, precisión de medidas, etc.).
– Es suficiente con medir la altura del resalto en el centro, las medidas a 1/4 y 3/4 no incrementan la precisión de la determinación de f_R.
– Para barras de diámetro superior a 20 mm. la precisión de medidas en la determinación de la altura y el ancho de los resaltos no es superior a 0,1 mm. y la de la medida de su longitud y separación no es superior a 1,0 mm. por lo que las medidas obtenidas deben redondearse a estas cifras.

Por último se quiere destacar el hecho de que habida cuenta que las dispersiones en las mediciones de altura, separación, anchura y en definitiva en la determinación de la superficie específica de resaltos, no permiten asegurar errores individuales inferiores a ± 15 por 100, con un nivel de confianza del 90 por 100, entendemos que los criterios de aceptación y rechazo de barras, por determinación de las características geométricas de su corrugado, actualmente en vigor, deberían ser revisadas teniendo en cuenta la posibilidad de error en la medida antes mencionada.

Variabilidad y predicción de los resultados de ensayos de relejación.

Gálligo Estévez, José Manuel
Peña Quevedo, Carlos de la
Lab. Central de Ensayo de Materiales

La dispersión que presentan los resultados de ensayos de relajación realizados en unas mismas condiciones (el mismo material, tensión inicial y temperatura iguales...) tiene un doble origen: de un lado, las condiciones del propio ensayo, de otro, las variaciones del material analizado.

Influencia de las condiciones del ensayo

La Norma UNE 7-288-73 especifica que el ensayo de relajación se realizará a una temperatura de 20°C, bajo una carga inicial del 70 por 100 de la resistencia garantizada a tracción, y con una duración de 1.000 horas.

Se exige apreciar las pérdidas de carga que sufre la probeta con error menor del 0,05 por 100 de la carga inicial; para darse cuenta de la dificultad que esto representa, basta señalar que tal error es la vigésima parte del que se tolera en los ensayos de tracción habituales. Pero, de otra parte, con pérdidas de tensión a las 1.000 horas que pueden llegar a ser del 2 por 100, el 0,05 citado equivale a admitir una oscilación en los resultados, del orden de: $\pm$ (0,05/2) 100 = $\pm$ 2,5 por 100. Es decir, dos veces y media la que produce el error máximo de las prensas($\pm$ 1 por 100) en los ensayos corrientes de rotura.

A lo anterior, hay que añadir la tolerancia de 1°C admitida en la temperatura, y del 1 por 100 en la carga inicial (para valores de ésta inferiores a 100.000 Kg, como es lo normal). Veremos más adelante cuantificada la influencia de estas imprecisiones. Por último, hay que contar con las inevitables causas aleatorias, cuya influencia en ensayos largos y delicados es siempre mayor; a la vista de todo ello, no es de extrañar que la dispersión debida al ensayo en sí, sea algo mayor que la habitual en otras pruebas.

Dispersión debida al material

Las variaciones que presenta el material (en cuanto a su composición química, microestructura, etc.) a lo largo de cada probeta y entre diferentes probetas afectan de modo desigual a sus diversas características mecánicas. Ello es natural, dado que éstas no son sino ma-

nifestaciones parciales del comportamiento íntimo del acero. A continuación, se analizan los ensayos de tracción simple y de relajación isotérmica a la vista de la consideración anterior: veremos, en consecuencia, si es o no posible depositar la misma confianza en los resultados de uno y otro ensayo, y qué consecuencias cabe derivar de ello.

Para estudiar la dispersión obtenida en ensayos de tracción, se eligieron dos tipos de aceros de pretensado, de 5 y 7 mm, de diámetro, respectivamente. Para cada tipo, se tomaron 10 varillas, de cada una de las cuales se cortaron 5 probetas de 30 cm de longitud libre entre mordazas. Realizados los respectivos ensayos de tracción, en las figuras 1 y 2 se han reunido, por grupos de 5 probetas, los resultados (límite elástico y carga de rotura) medios obtenidos, así como los valores de la desviación típica y coeficientes de variación correspondientes. Del mismo modo, se dan también los valores globales obtenidos para cada uno de los tipos de alambre estudiados.

Grupo N°	Probetas N°	Límite elástico (kg/mm²)			Carga de rotura (kg/mm²)		
		Media	Desv. típica	Coef. var.	Media	Desv. típica	Coef. var.
1	1 - 5	136,6	1,960	0,014	160,6	2,498	0,015
2	6 - 10	130,2	2,135	0,016	152,6	1,497	0,009
3	11 - 15	143,6	4,030	0,028	160,6	1,960	0,012
4	16 - 20	142,4	6,344	0,045	162,0	3,578	0,022
5	21 - 25	136,8	5,913	0,043	162,2	0,400	0,002
6	26 - 30	131,6	3,007	0,023	156,0	2,366	0,015
7	31 - 35	130,4	5,499	0,042	155,2	6,735	0,043
8	36 - 40	134,8	6,112	0,045	158,2	4,833	0,030
9	41 - 45	137,6	3,137	0,023	158,4	4,030	0,025
10	46 - 50	140,4	3,137	0,022	159,2	2,227	0,013
Población total		136,4	6,338	0,046	158,5	4,562	0,029

Fig. 1. Varillas de 7 mm. de diámetro.

Grupo N°	Probetas N°	Límite elástico (kg/mm²)			Carga de rotura (kg/mm²)		
		Media	Desv. típica	Coef. var.	Media	Desv. típica	Coef. var.
1	1 - 5	165,6	6,053	0,036	187,6	5,678	0,030
2	6 - 10	162,4	5,083	0,031	182,8	2,315	0,012
3	11 - 15	161,4	4,758	0,029	182,2	3,059	0,016
4	16 - 20	158,6	2,245	0,014	182,2	1,166	0,006
5	21 - 25	156,2	1,939	0,012	180,4	3,007	0,016
6	26 - 30	160,2	1,939	0,012	181,2	2,135	0,011
7	31 - 35	164.8	4,445	0,026	188,6	4,079	0,021
8	36 - 40	172,6	4,271	0,024	196,4	4,841	0,024
9	41 - 45	164,8	3,970	0,024	186,0	2,608	0,014
10	46 - 50	160,8	2,786	0,017	184,0	1,673	0,009
Población total		162,7	5,875	0,036	185,1	5,650	0,031

Fig. 2. Varillas de 5 mm. de diámetro.

Como puede verse, el coeficiente de variación oscila, para el límite elástico, entre 0,014 y 0,045, para el alambre de 7 mm, y entre 0,012 y 0,036 para el de 5. Si consideramos la carga de rotura, los intervalos son 0,002-0,043 y 0,006-0,030, respectivamente. De otro lado, considerado cada conjunto de 50 probetas como una única población, se obtiene que el coeficiente de variación del límite elástico es de 0,046 y de 0,036 para los alambres de 7 y 5 mm, respectivamente, y que para la carga de rotura son 0,029 y 0,031 los valores respectivos.

En todo caso, y además del hecho, esperado por otra parte, de que la carga de rotura presenta menos variación que el límite elástico, las anteriores cifras significan que, en ambos tipos de alambre, y para los dos parámetros mecánicos estudiados, el coeficiente de variación es del orden de las centésimas, lo que confiere a los mismos un elevado grado de confianza. Y esto sucede, tanto para material procedente de una misma colada, como para el caso de coladas distintas.

En cuanto a la relajación, en la figura 3 se dan los resultados de ensayos realizados sobre distintos tipos de acero, con la particularidad de que cada grupo de probetas que en ella figura, corresponde a una misma colada. Se dan los valores de la pérdida de tensión obtenidos a 120 y a 1.000 horas. En la figura 4 se agrupan los resultados de pruebas sobre material procedente de coladas distintas, componiendo cada grupo, por tanto, un lote o partida diferente. Todos los datos se refieren a ensayos realizados a 20°.

Probetas ensayadas	Tensión inicial	Relajación a 120 h (%)			Relajación a 1.000 h (%)		
		Media	Desv. típica	Coef. var.	Media	Desv. típica	Coef. var.
6	0,80 F_y	3,9	0,160	0,041	6,7	0,115	0,017
6	0,85 F_y	6,9	0,391	0,056	10,6	0,705	0,066
4	0,70 $F_{máx}$	3,0	0,164	0,055	5,0	0,158	0,032
4	0,70 $F_{máx}$	2,0	0,043	0,021	3,8	0,050	0,013
4 (cables)	14 Ton.	3,9	0,192	0,049	6,2	0,228	0,037

Fig. 3.– Acero de una misma colada.

Probetas ensayadas	Tensión inicial	Relajación a 120 h (%)			Relajación a 1.000 h (%)		
		Media	Desv. típica	Coef. var.	Media	Desv. típica	Coef. var.
5	0,70 $F_{máx}$	2,1	0,675	0,322	3,5	1,042	0,296
10 (ϕ 7)	0,70 F_s				2,9	0,968	0,338
38 (ϕ 7)	0,70 F_s	1,5	0,454	0,294			
38 (ϕ 5)	0,70 F_s	1,8	0,586	0,324			

Fig. 4.– Acero de coladas distintas.

Como puede apreciarse, el coeficiente de variación es del orden de las centésimas (el mismo orden encontrado en los ensayos de tracción) si las probetas son de una misma colada, y de las décimas, si de coladas distintas. Y esto ocurre tanto a 120 como a 1.000 horas, con alguna menor dispersión en este último caso. Se observa también que el valor encontrado para los cables, es semejante al de los alambres.

Lo anterior demuestra claramente que el acero es mucho más sensible a las variaciones

del material respecto a relajación que respecto al límite elástico y carga de rotura. Esto es importante de cara a la fijación de sus características mecánicas, así como para el control de recepción del mismo. Dada la dispersión observada en los resultados de relajación, se concluye que la realización de uno o dos ensayos es insuficiente, pues no permite, en general, juzgar la calidad de un lote o partida, y decidir si es, o no, aceptable.

Predicción de los resultados de ensayos de relajación

La larga duración de los ensayos de relajación ha motivado que se hayan realizado numerosas propuestas para acelerarlos, es decir, para determinar las pérdidas de tensión a largo plazo en base a datos de ensayos de corta duración. Consisten, generalmente, en pruebas de relajación (iso– o anisotérmicas) a temperatura superior a la ambiente, lo que, mediante alguna hipótesis de equivalencia, se acepta como resultado válido para la duración que se estudia.

La validez y precisión de estos pronósticos puede ser ya hoy, muy grande; sin embargo, la complejidad que introducen en la realización del ensayo, además de la carestía de las cámaras térmicas hacen que, todavía, la gran mayoría de las pruebas se realicen a la temperatura ambiente (20°C). De hecho, toda la normativa española e internacional se refiere a estas condiciones.

Conviene, por tanto, hallar un procedimiento para acortar la obtención de datos de relajación (por ejemplo, con vistas a la recepción del acero), que no se aleje de los usos ya normalizados en cuanto a las condiciones esenciales (temperatura, carga inicial) y que produzca resultados que, desde el punto de vista de comprador y vendedor, sean estadísticamente equivalentes a los obtenidos mediante ensayos a 1.000 horas. Si es posible, incluso, utilizando el mismo procedimiento operatorio descrito en la Norma, para evitar introducir nuevas variables, cuyo control ofrece siempre cierta dificultad.

Uno de los centros que más han trabajado en el tema de la relajación es, seguramente, el Laboratorio Central de Ensayo de Materiales de Construcción, cuyos estudios teóricos y experimentales permiten hoy realizar una propuesta en este sentido. En el curso de aquellos se dedujo (Sánchez Gálvez, Elices, Astiz; 1976) la siguiente expresión, válida para explicar los fenómenos de deformación plástica de aceros de alta resistencia en la zona de deformaciones plásticas pequeñas:

$$* \quad \frac{\sigma_o - \sigma}{E} = (\sigma_{ef}/P)^m - (\sigma_{efo}/P)^m \qquad [1]$$

donde σ_{ef} es la tensión efectiva, concepto que engloba las variables fundamentales (tensión mecánica, σ; temperatura, T; tiempo, t) a través de la expresión:

$$\sigma_{ef} = \sigma + \frac{KTM}{V^*} \ln(\nu t)$$

En la ecuación [1], σ_{efo} es la tensión efectiva inicial, correspondiente a la tensión inicial σ_o. Esta ecuación presenta dos parámetros, P y m; conocidos, permiten determinar la

---

* Sánchez Gálvez, V.; Elices, M.; Astiz, M.A.:"Método acelerado de ensayo de relajación"; Hormigón y Acero, n.º 119-120 (1976).

pérdida de tensión en cualesquiera condiciones. En particular, vamos a aplicarla aquí para predecir, en base a la evolución del ensayo de relajación a 20° hasta las 120 horas, la pérdida de tensión a las 1.000, que era el objetivo propuesto. Esta predicción debe tener una fiabilidad suficiente, pues en caso contrario, las consecuencias en orden a la recepción del acero (aceptación o rechazo indebidos de material) podrían ser inaceptables.

Para determinar P y m, se calculan, para cada instante t registrado del ensayo, la tensión efectiva y la deformación plástica, ϵ^P. Si aceptamos para los diversos parámetros que intervienen los valores:

$\nu = 10^{13}$ seg^{-1} (velocidad de las dislocaciones)

K = $1{,}38 \cdot 10^{-16}$ erg/° (cte. de Boltzman)

M = 3 (parámetro de Taylor)

V* = 28 b^3 (volumen de activación)

b = 2,5 Å (vector de Burgers, en la perlita)

sus expresiones son:

$$\sigma_{ef} = \sigma + 2{,}8 \ln (10^{13}\ t)$$

$$\epsilon^P = \frac{\sigma_o - \sigma}{E} + (\sigma_{efo}/P)^m$$

Es preciso conocer el término $\epsilon_o^P = (\sigma_{efo}/P)^m$, deformación plástica que tiene lugar durante el proceso de carga. Puesto que depende de m y P, esto exige, en general, un proceso iterativo. Sin embargo, en nuestro caso, ello no es necesario, pues, dado que la tensión inicial es relativamente baja, el valor de ϵ_o^P no es grande. Para comprobarlo, basta ver los valores obtenidos en ensayos previos con dos tipos de acero, de diámetros 5 y 7 mm, respectivamente.

$\sigma_{o/fs}$ (%) / ϕ (mm)	60	70	80	90
5		$8 \cdot 10^{-6}$	$9 \cdot 10^{-5}$	$9{,}2 \cdot 10^{-4}$
7	$1{,}3 \cdot 10^{-6}$	$1{,}5 \cdot 10^{-5}$	$2{,}2 \cdot 10^{-4}$	

Como se ve, para tensiones σ_o no superiores a 0,70 fs, ϵ_o^P es pequeño, no superando el 10 por 100 de la deformación plástica a las 120 horas. Si, en vista de ello, lo suponemos despreciable, nos quedará que:

$$\epsilon^P = (\sigma_{ef}/P)^m$$

O bien: $\log \epsilon^P = m \log \sigma_{ef} - m \log P$.

Como, para cada ensayo, m y P son valores fijos, la ecuación anterior representa una recta, en papel doblemente logarítmico.

Los errores experimentales hacen, no obstante, que los resultados obtenidos en los ensayos no den puntos (σ_{ef}, ϵ^P) perfectamente alineados, por lo que es preciso recurrir al procedimiento de ajuste rectilíneo por mínimos cuadrados para hallar las constantes m y P de cada ensayo. Las fórmulas correspondientes son:

$$m = \frac{n \Sigma (\log \sigma_{ef} \log \epsilon^P) - (\Sigma \log \sigma_{ef})(\Sigma \log \epsilon^P)}{n \Sigma (\log \sigma_{ef})^2 - (\Sigma \log \sigma_{ef})^2}$$

$$P = 10 \frac{(\Sigma \log \epsilon^P - m \Sigma \log \sigma_{ef})}{n}$$

Determinados m y P para cada ensayo, a partir de los resultados obtenidos hasta 120 horas, puede calcularse la pérdida de tensión previsible a las 1.000 pues, si en la ecuación [1], que no es explícita en σ, despejamos log t, tenemos:

$$\log t = \left(P \sqrt[m]{\frac{\Delta\sigma}{E}} - \sigma \right) \frac{V^*}{KMT \ln 10} - \log \nu, \quad \text{con } \Delta\sigma = \sigma_o - \sigma$$

Con los valores adoptados para las diversas constantes que en ella intervienen, y supuesto que operamos a 20°C, la expresión anterior queda:

$$\log t = 0{,}1550454 \left(P \sqrt[m]{\frac{\Delta\sigma}{E}} - \sigma \right) - 13$$

Esto permite, para cada pérdida de tensión $\Delta\sigma$, obtener el logaritmo del tiempo en segundos en que se produce. En horas, será:

$$t_h = \frac{10^{\log t}}{3.600}$$

De este modo, se van obteniendo parejas de puntos ($\Delta\sigma$, th) que constituyen la curva calculada o teórica de la relajación, para cada ensayo. Ya es inmediato determinar la pérdida previsible a 1.000 horas, que es lo que pretendíamos.

Resultados experimentales

Para poder discernir la validez del método se realizaron los ensayos de relajación que se describen a continuación. Se tomaron 20 varillas de 7 mm de diámetro, con características mecánicas algo diferentes entre sí, como detalla la figura 5. Se les sometió al ensayo de relajación standard (tensión inicial igual al 70 por 100 de la resistencia garantizada a tracción, T = 20°C) hasta las 1.000 h.

Para cada ensayo, por el procedimiento arriba descrito en base a los resultados hasta 120 horas, se determinaron m y P y, con ello, la relajación prevista a 1.000 horas. En la figura 6 se han agrupado estos valores, junto con los obtenidos experimentalmente, y la diferencia entre ambos.

Como se ve, dicha diferencia es, en general, pequeña. Es decir, el método es ya bastante bueno para predecir el comportamiento individual de cada probeta. Pero además, tales

N° de la probeta	Límite elástico (0,2%) en kg/mm²	Carga de rotura obtenida, en kg/mm²	Carga de rotura garantizada, en kg/mm²	Alargamiento en rotura, en % ($L_0 = 10\,\phi$)
1	137	161	150	9,0
2	128	152	150	9,2
3	133	157	150	8,5
4	147	162	150	7,9
5	137	162	150	9,1
6	136	159	150	9,4
7	130	155	150	8,7
8	134	157	150	8,0
9	138	158	150	8,7
10	143	167	160	9,1
11	143	167	160	9,1
12	143	167	160	9,1
13	162	183	165	7,0
14	159	181	165	6,3
15	155	182	165	6,6
16	156	174	165	8,4
17	159	181	165	6,4
18	160	185	165	7,0
19	166	183	165	6,4
20	151	175	165	7,8

Fig. 5.

diferencias no son atribuibles solamente al método de cálculo sino, en gran medida, a la propia dispersión de los valores experimentales.

No obstante, la mayor utilidad del procedimiento no es la predicción individual, sino la estimación con base estadística. En efecto, si analizamos estadísticamente los valores anteriores, podemos ver, en el cuadro que figura a continuación que, considerado cada grupo de probetas que tienen igual carga de rotura garantizada, los resultados teóricos y experimentales son prácticamente coincidentes. Los coeficientes de variación son también análogos.

Probetas N°	$\Delta\sigma$ teórica		$\Delta\sigma$ experimental	
	$\bar{X}$	CV	$\bar{X}$	CV
1 - 9	2,93	0,317	2,92	0,245
10 - 12	5,35	0,064	5,13	0,088
13 - 20	4,44	0,258	4,49	0,232
Población total	3,89	0,343	3,88	0,315

Ello permite sustituir la realización de ensayos a 1.000 horas por un número equivalente de pruebas, más cortas, de 120 h., pues, como se ha visto, los valores experimentales

Probeta N°	m	P	Pérdida de tensión a 1.000 h (kg/mm²)		Diferencia
			Teórica	Experimental	
1	21,86	343,70	2,66	2,71	– 0,05
2	28,69	302,81	4,75	4,23	0,52
3	35,10	291,68	3,38	2,97	0,41
4	19,91	369,57	1,53	1,97	– 0,44
5	23,31	338,61	2,20	2,32	– 0,12
6	25,56	326,57	2,26	2,38	– 0,12
7	29,82	305,30	3,26	3,30	– 0,04
8	26,33	322,18	2,42	2,51	– 0,09
9	32,33	296,05	3,87	3,90	– 0,03
10	25,78	318,56	5,83	5,70	0,13
11	27,40	314,92	5,17	5,09	0,08
12	33,28	298,95	5,05	4,59	0,46
13	30,46	311,18	4,85	5,17	– 0,32
14	34,39	301,64	4,84	4,94	– 0,10
15	35,80	297,81	5,39	5,43	– 0,04
16	31,84	308,72	4,68	4,59	0,09
17	22,78	357,92	2,22	2,32	– 0,10
18	27,37	328,14	3,33	3,82	– 0,49
19	35,49	296,36	6,14	5,76	0,38
20	34,88	303,73	4,07	3,91	0,16

Fig. 6.

y los extrapolados a partir de los ensayos cortos, tienen igual valor medio y, lo que es igualmente importante, análoga dispersión.

Como ejemplo, en la figura 7, correspondiente a las probetas 10 y 20, puede verse la buena concordancia entre la curva teórica y los valores experimentales.

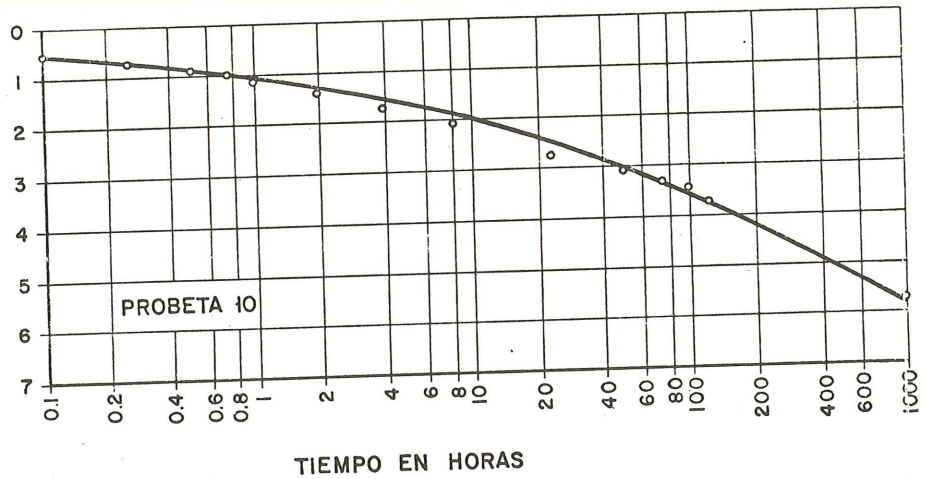
Según se dijo, la tolerancia admitida por la Norma para la tensión inicial es de ± 1 por 100, y para la temperatura, de ± 1°C. Al objeto de estimar la importancia de estas imprecisiones, se ha calculado, para las 20 varillas anteriores, el valor de la pérdida de tensión a 1.000 h, cuando:

a) T = 20°, y a la tensión inicial se le añade o sustrae el 1 por 100 de su valor.

b) $\sigma_o = 0{,}70$ fs y a T se le añade ± 1°C.

Con estos datos de partida, y en base a los valores de m y P previamente determinados, el cálculo es sencillo; los resultados se han agrupado en la figura 8, dándose en forma de desviación porcentual respecto a la relajación obtenida en condiciones de precisión absoluta (T = 20°, $\sigma_o = 0{,}7$ fs).

Como puede verse, la tolerancia en la temperatura puede producir variaciones de hasta un ± 4,4 por 100 en la relajación; la inexactitud en la tensión inicial (mucho más improbable, ciertamente) podría llevar a oscilaciones de ± 11 por 100. Componiendo estas dispersiones con la debida a la inexactitud en la determinación de los cambios de carga, se comprende que el resultado global pueda ser bastante elevado, lo que obliga a extremar los



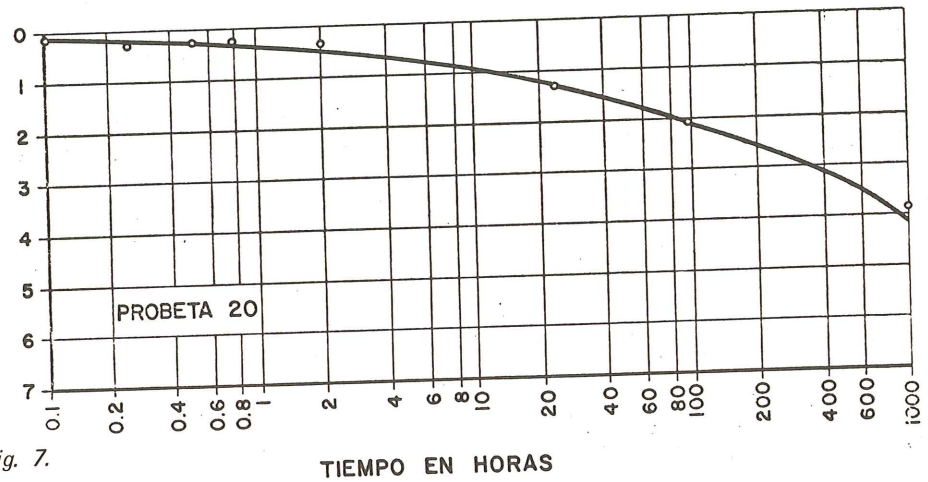


Fig. 7.

cuidados en la realización de este tipo de ensayos.

Conclusiones:

a) La dispersión de los resultados de los ensayos de relajación es notablemente superior a la de las pruebas de tracción y, por ello, exige la realización de un número suficiente de los mismos para obtener valores fiables.

b) Un control con ensayos a 120 h, y cálculo subsiguiente de la relajación a 1.000 h, es estadísticamente análogo a otro con ensayos a 1.000 horas.

c) El método descrito (realización de un número suficiente de ensayos cortos a 120 h, determinación de los parámetros de relajación y extrapolación a 1.000 h) permite, por tanto, sin perder precisión, disponer de la información suficiente en un tiempo diez veces menor al habitual, lo que es importante para el Director de Obra; desde otro punto de vista, permite decuplicar la capacidad efectiva de ensayo de los laboratorios.

d) Aunque la extrapolación de cada ensayo, considerado aisladamente, es bastante buena, puede, en ciertos casos, producir un resultado algo diferente del observado experimentalmente. En la población estudiada, la máxima diferencia fue de 0,52 kg/mm^2.

Creemos, por todo ello, que el procedimiento puede ser de utilidad, sobre todo, en aquellos casos en que hay que inspeccionar y recibir, en poco tiempo, una gran cantidad de material.

Probeta N°	$\Delta\sigma_o = 1\,\%$	$\Delta\sigma_o = -1\,\%$	$\Delta T = 1°$	$\Delta T = -1°C$
1	8,28	– 7,76	3,39	– 3,24
2	8,51	– 8,13	3,41	– 3,41
3	10,99	– 10,28	4,43	– 4,31
4	8,22	– 7,83	3,26	– 3,26
5	9,07	– 8,42	3,66	– 3,57
6	9,72	– 9,01	3,89	– 3,80
7	9,94	– 9,33	3,99	– 3,93
8	9,77	– 9,11	3,89	– 3,81
9	9,92	– 9,30	4,03	– 3,87
10	7,72	– 7,38	2,95	– 2,88
11	8,39	– 7,97	3,17	– 3,09
12	9,54	– 9,03	3,60	– 3,52
13	9,40	– 8,87	3,46	– 3,34
14	10,12	– 9,58	3,72	– 3,63
15	9,91	– 9,42	3,64	– 3,56
16	9,83	– 9,27	3,59	– 3,50
17	9,44	– 8,80	3,45	– 3,36
18	9,91	– 9,31	3,60	– 3,54
19	9,28	– 8,85	3,42	– 3,32
20	11,01	– 10,28	4,03	– 3,88

Fig. 8. Diferencias introducidas (en °/₀ del valor exacto) por los errores que figuran en el encabezamiento de la tabla.

Influencia de la oxidación y de las manchas de mortero sobre la adherencia de armaduras de hormigón.

J. Calavera - Dr. Ing. de Caminos
A. Delibes - Ing. de Caminos
J.M. Izquierdo - Ing. de Caminos
G. González Isabel - Ing. Tec. C.C.

El Plan de Investigación que se describe ha sido realizado durante los años 1977 y 1978 en el Laboratorio Central del INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC). La Investigación se ha desarrollado para la ASOCIACION DE INVESTIGACION DE LA CONSTRUCCION (ASIC) siendo financiada conjuntamente por ASIC, ALTOS HORNOS DE CATALUÑA, S.A. e INTEMAC.

OBJETO DE LA INVESTIGACION

El objetivo básico era estudiar la influencia de las manchas de mortero seco adherido a las armaduras sobre su adherencia, ya que los Autores tenían dudas de que estas manchas perjudicasen realmente la adherencia y de que la práctica habitual de limpiar, antes de ser hormigonadas. las barras manchadas en hormigonados previos, fuera realmente necesaria.

Un examen preliminar del problema indicaba que en principio la influencia de las manchas de mortero podría ser diferente según se tratase de barras sin oxidar u oxidadas, y en este último caso según la intensidad del grado de oxidación y según también si el óxido había sido cepillado o no. Todo ello ha conducido a establecer para el estudio los estados superficiales siguientes:

BARRAS PARA HORMIGON ARMADO

Estado 1.– Barras recien laminadas, sin manchar de mortero.
Estado 2.– Barras ligeramente oxidadas, sin cepillar y sin manchar.
Estado 3.– Barras ligeramente oxidadas, cepilladas y sin manchar.
Estado 4.– Barras fuertemente oxidadas, sin cepillar y sin marchar.
Estado 5.– Barras fuertemente oxidadas, cepilladas y sin manchar.
Estado 6.– Barras recien laminadas, manchadas de mortero.
Estado 7.– Barras ligeramente oxidadas, sin cepillar y manchadas.
Estado 8.– Barras ligeramente oxidadas, cepilladas y manchadas.
Estado 9.– Barras fuertemente oxidadas, sin cepillar y manchadas.
Estado 10.– Barras fuertemente oxidadas, cepilladas y manchadas.

CORDONES PARA HORMIGON PRETENSADO

Siendo perjudicial siempre la oxidación por razones independientes de la adherencia, se han investigado solamente el estado sin oxidar y sin manchar y el estado sin oxidar pero manchado de mortero.

En el caso de barras para hormigón armado y con el fin de evaluar la influencia del diámetro se han ensayado barras ϕ 8 y ϕ 20. Los ensayos se han realizado sobre barras lisas y barras de acero REA 46. Para el caso de armaduras de hormigón pretensado se ha investigado un sólo tipo de cordón de 0,5" de diámetro y composición 6 + 1.

PROBETA DE ENSAYO

Tratándose de ensayos comparativos cualquiera de los métodos habituales de PULL-OUT o BEAM-TEST normalizados por la RILEM resultaban en principio válidos pero los Autores han preferido emplear un método "PULL-OUT" modificado con cubos de 20 ϕ de lado y longitud adherente de 5 ϕ centrada respecto al cubo. Ambas modificaciones respecto al método RILEM fueron introducidas con vistas a evitar fallos de adherencia debidos a fisuración del cubo de hormigón.

GRADOS DE OXIDACION

En ensayos realizados previamente se seleccionó como método de oxidación el de exposición de las barras a la intemperie con riegos cada dos horas entre 7 de la mañana y 5 de la tarde (horas solares), hasta alcanzar los niveles de oxidación previstos. Como patrón se adoptó para el estado "ligeramente oxidado" aquel cuyo óxido al ser cepillado suponía una pérdida en peso del 2,5 $^{0}/00$ en barras ϕ 8 y del 1 $^{0}/00$ en barras ϕ 20 mm. Estos valores eran del 10 $^{0}/00$ y 4 $^{0}/00$ respectivamente para el estado "fuertemente oxidado". El estado de oxidación ligera era equivalente a una pérdida de diámetro de 10 μ y el oxidación fuerte de 40 μ (figs. 1 a 7).

MANCHAS DE MORTERO

Este estado se conseguía por inmersión de las barras (Fig. 8) durante una hora en un recipiente con mortero. Posteriormente se extraían las barras, que quedaban recubiertas así de manera uniforme (fig. 9).

METODO DE ENSAYO

Las probetas de ϕ 20 mm. se montaban en una prensa universal AMSLER de 100 t., empleándose escala de 20 t. para barras corrugadas y de 10 t. para las barras lisas. Para las probetas de ϕ 8 mm. se empleó otra prensa AMSLER, de análogas características pero de 20 t. de capacidad máxima utilizándose escala de 4 t. para las barras corrugadas y de 2 t. para las barras lisas (figs. 10 a 15).

Las velocidades de aplicación de carga fueron:

ϕ 20 mm: 1.200 kgf/minuto.
ϕ 8 mm: 192 kgf/minuto.

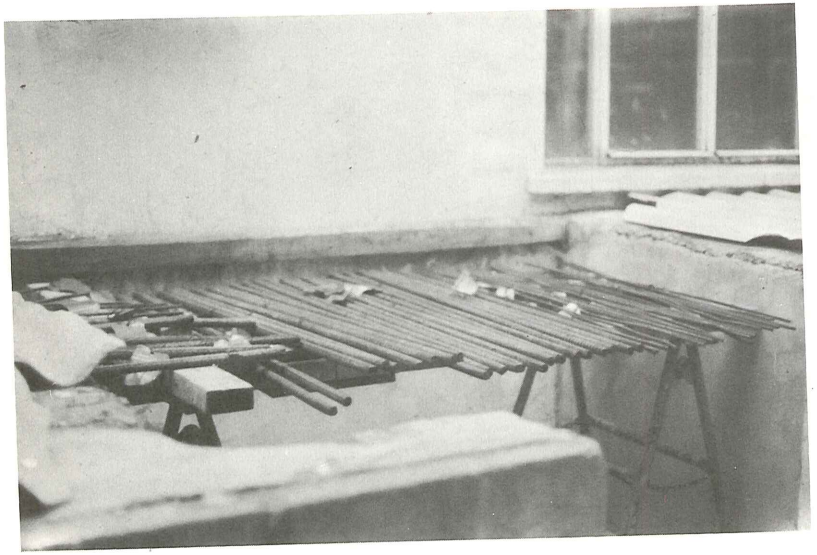


Fig. 1.

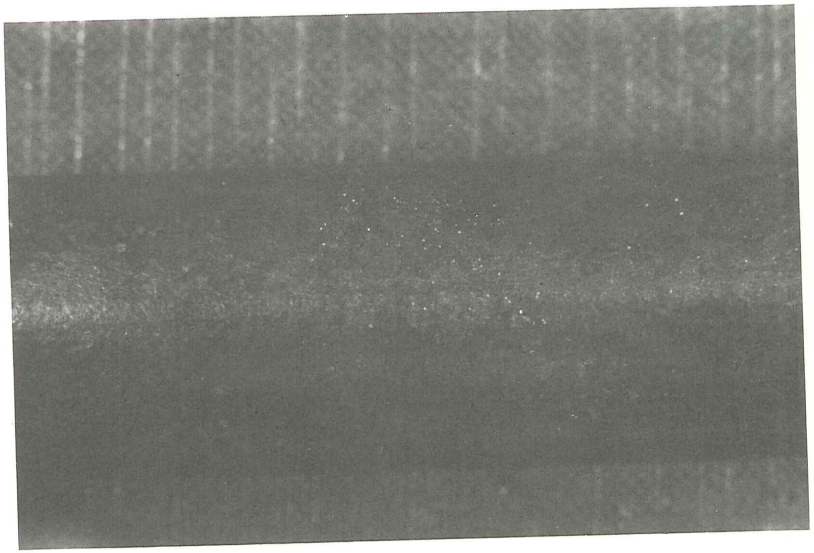


Fig. 2.

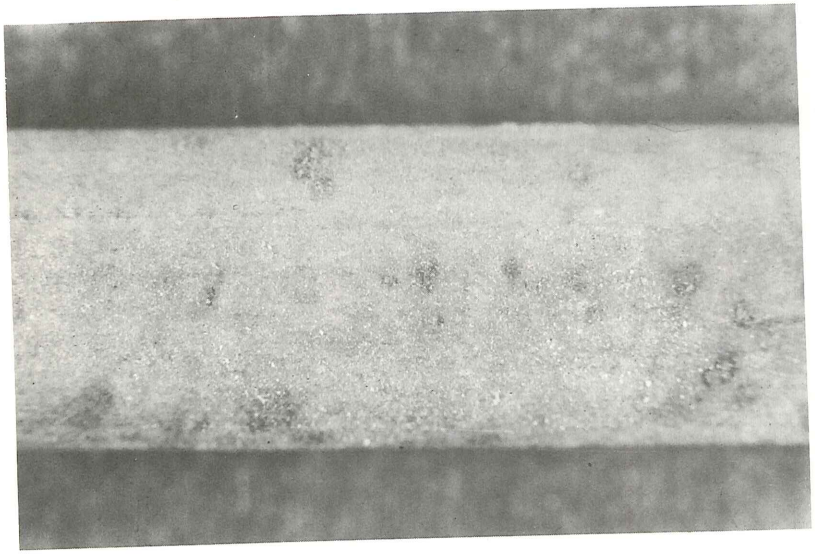


Fig. 3.

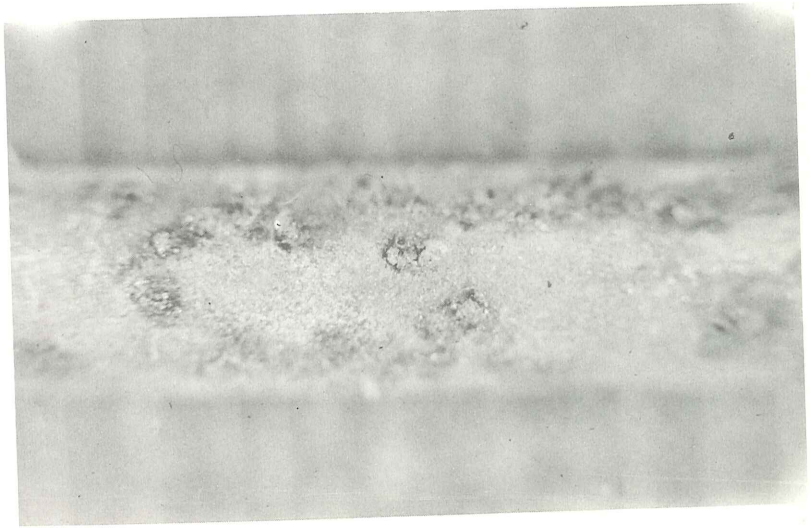


Fig. 4.

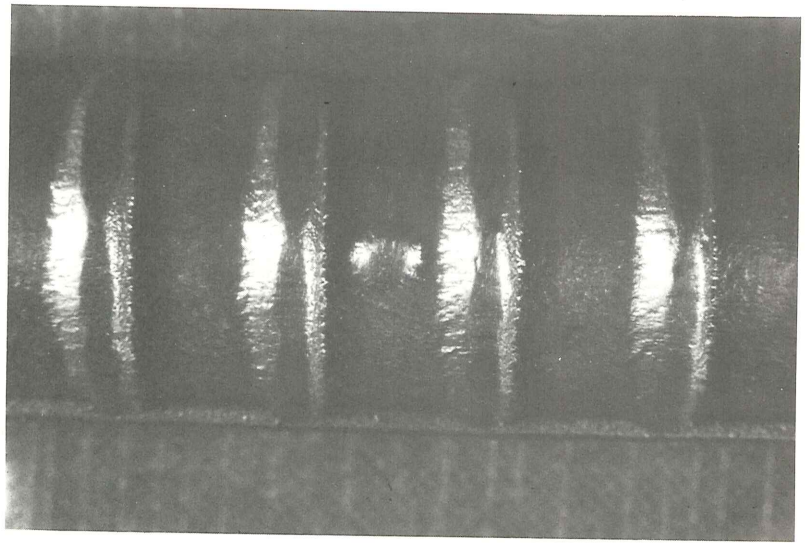


Fig. 5.

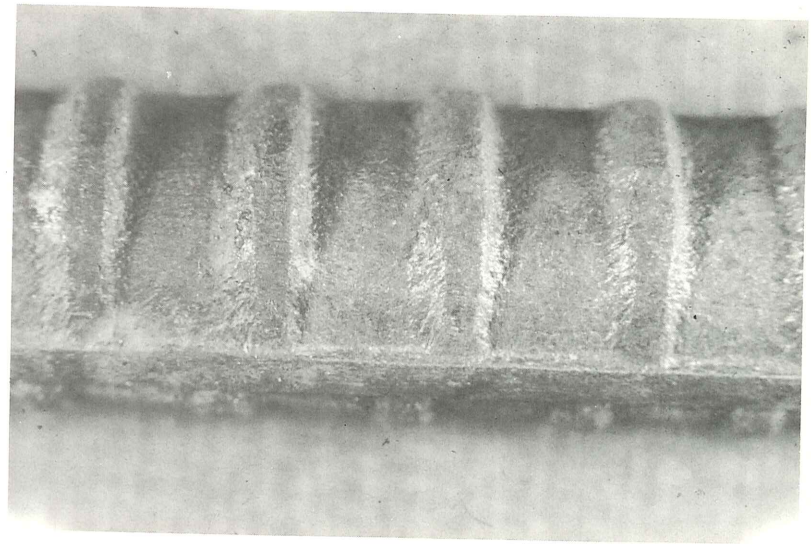


Fig. 6.



Fig. 7.

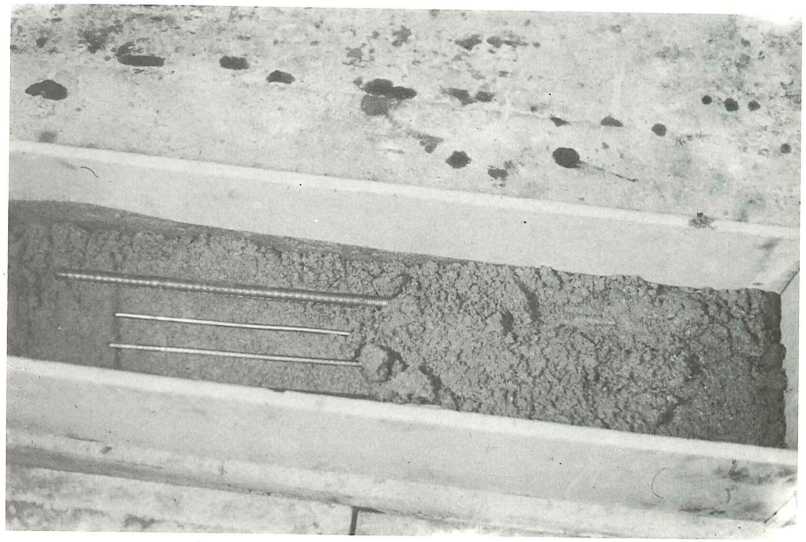


Fig. 8.



Fig. 9.

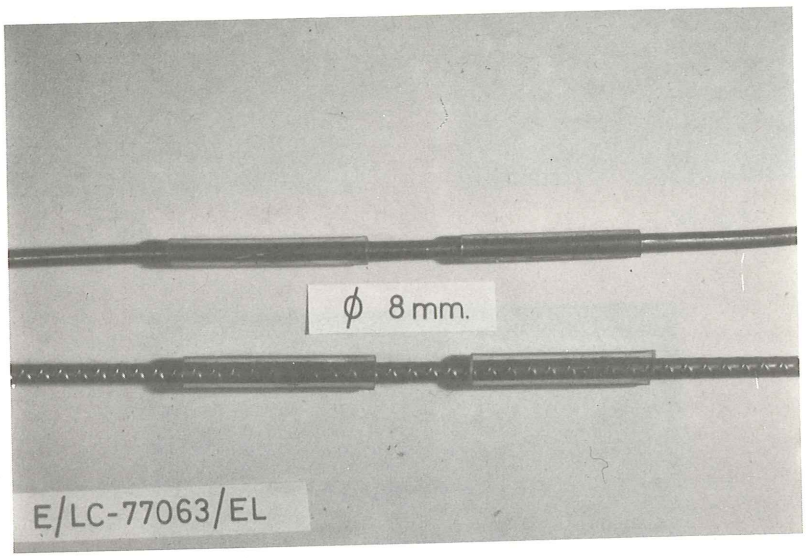


Fig. 10.

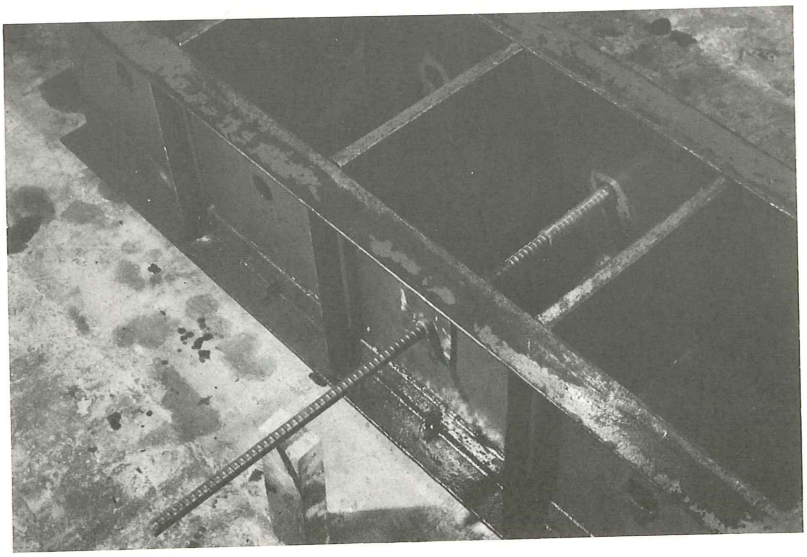


Fig. 11.

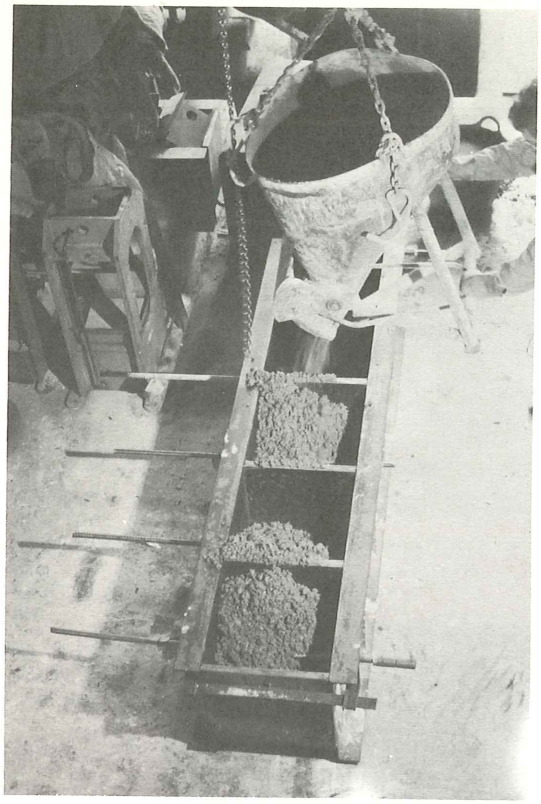


Fig. 12.

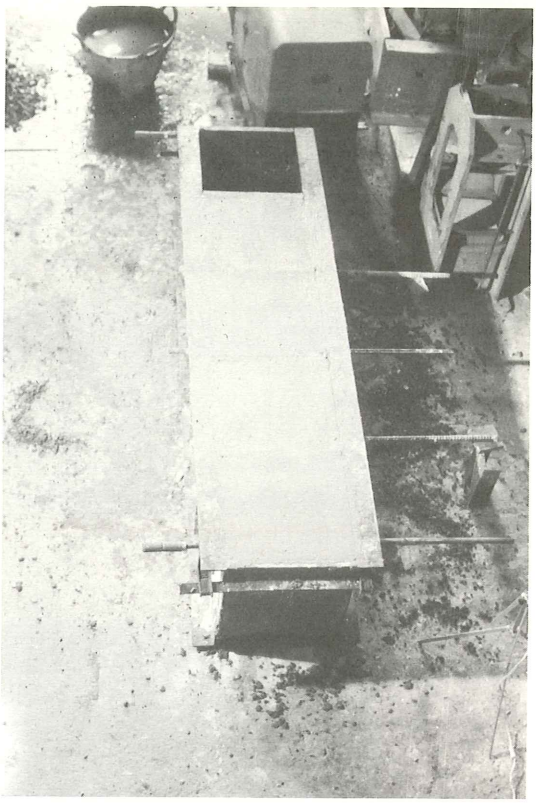


Fig. 13.

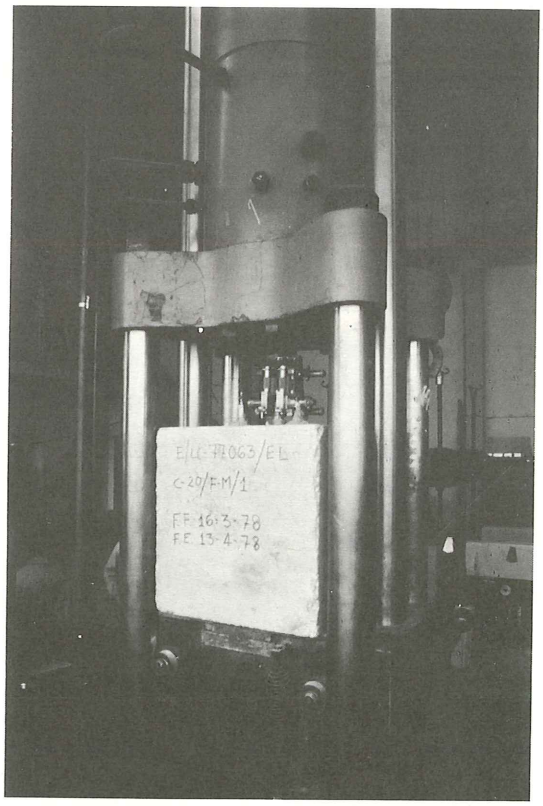


Fig. 14.

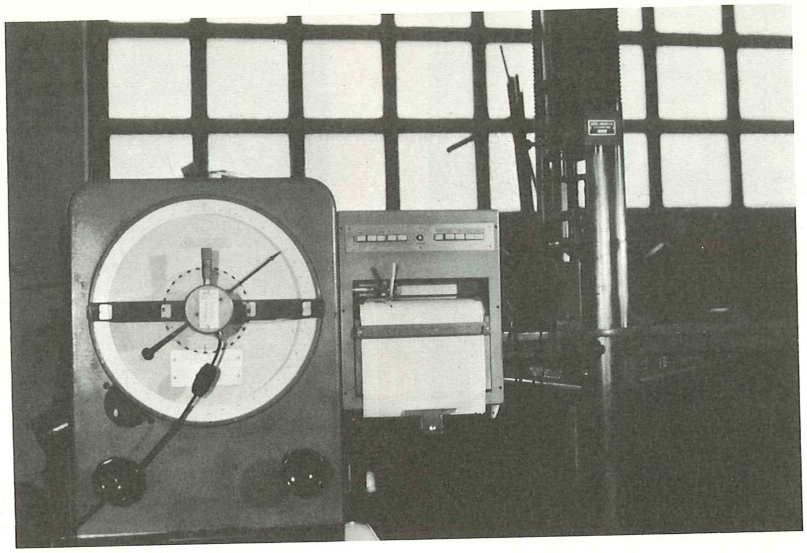


Fig. 15.

Se empleó un registrador gráfico con captador electrónico, tal como se indica en la fig. 15 con escalas de registro gráfico:

Deslizamientos	*Escala de amplificación*
$x \leqslant 0{,}1$ mm.	1.000 : 1
$0{,}1 < x \leqslant 1$ mm.	200 : 1
$1 < x \leqslant 3$ mm.	50 : 1

Sobre los gráficos se medían las F, y de ellas se deducían la τ para cada corrimiento y en particular los correspondientes a corrimientos de 0,01; 0,1 y 1 mm. con vistas a calcular la tensión media de adherencia.

$$\tau_m = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_1}{3}$$

Análogamente se calculaba la τ_u correspondiente a la rotura de adherencia, valor máximo registrado en el ensayo.

Las figs. 16 y 17 resumen las curvas obtenidas para barras corrugadas de diámetros ϕ 8 y ϕ 20 mm. La fig. 18 presenta las curvas medias obtenidas para el cordón de pretensado.

RESUMEN DE RESULTADOS

Los gráficos de las figs. 19 a 26 muestran, para barras corrugadas y lisas, respectivamente, los valores relativos alcanzados en los diferentes ensayos. El gráfico de la fig. 27 contiene los resultados obtenidos con el cordón pretensado.

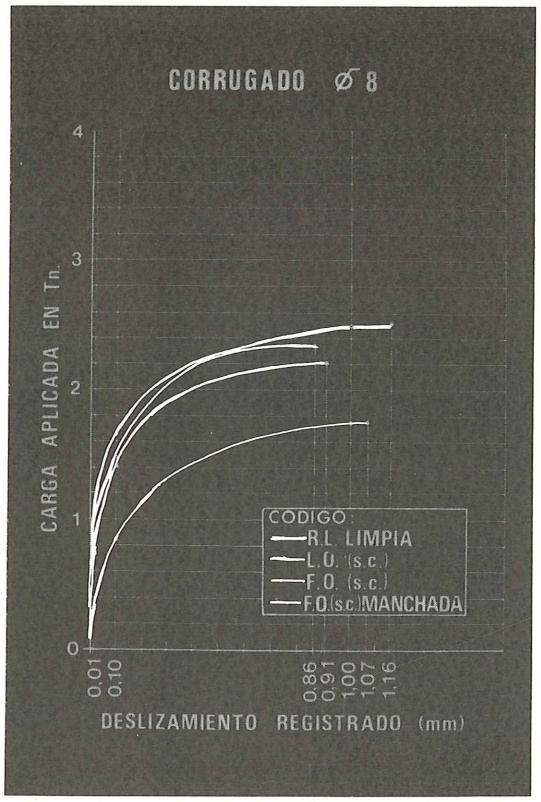


Fig. 16.

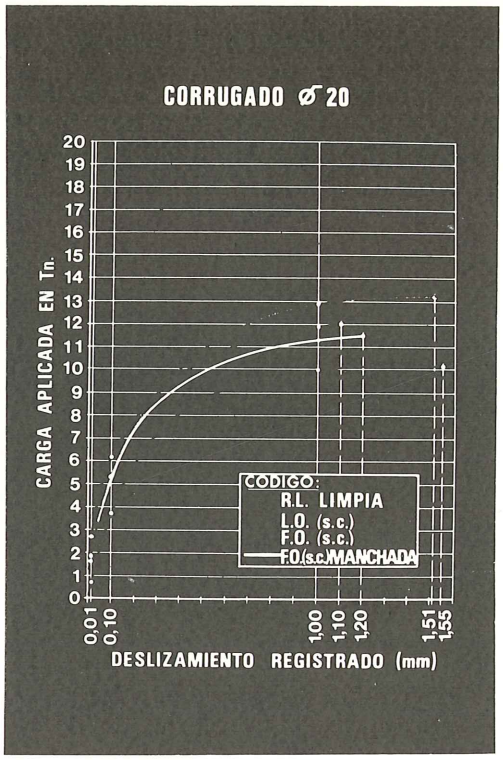


Fig. 17.

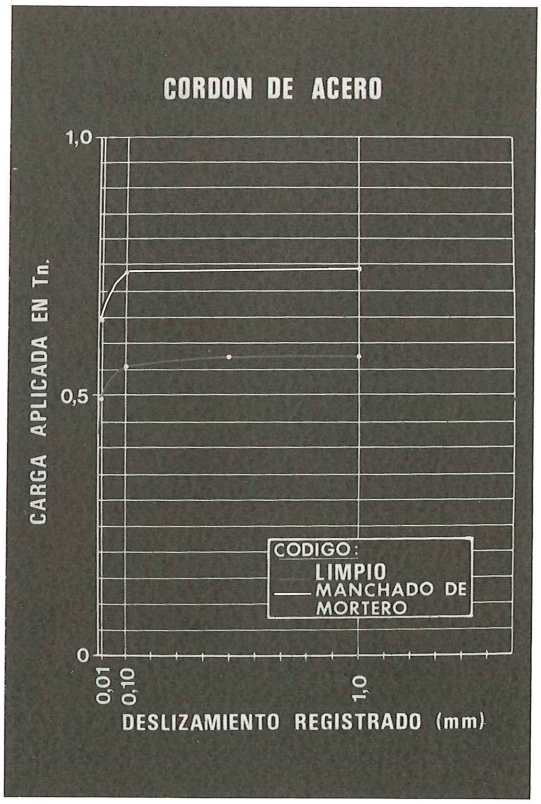


Fig. 18.



Fig. 19.

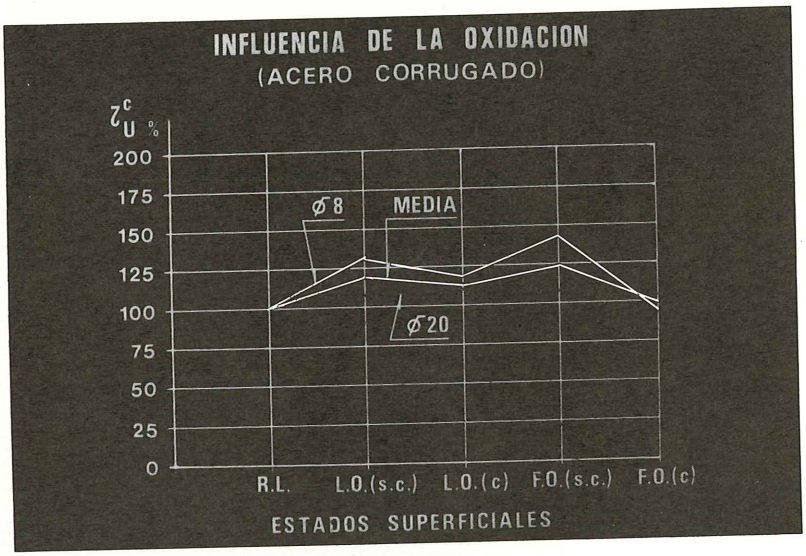


Fig. 20.



Fig. 21.

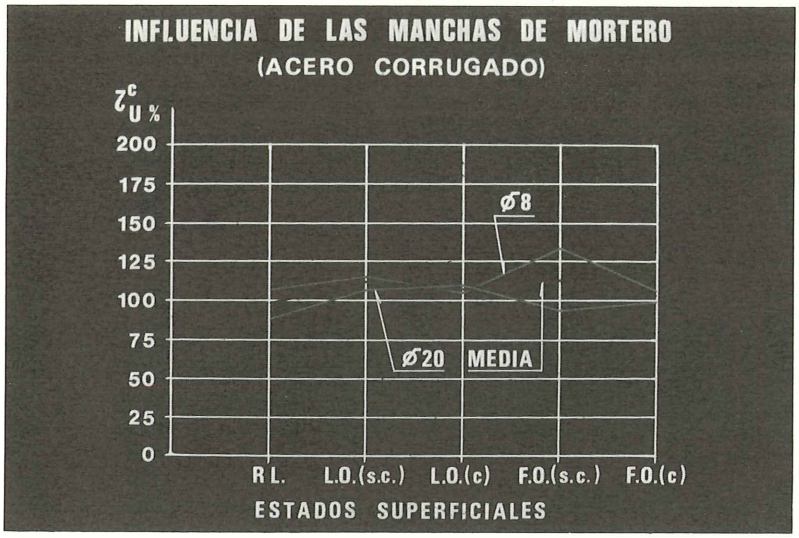


Fig. 22.

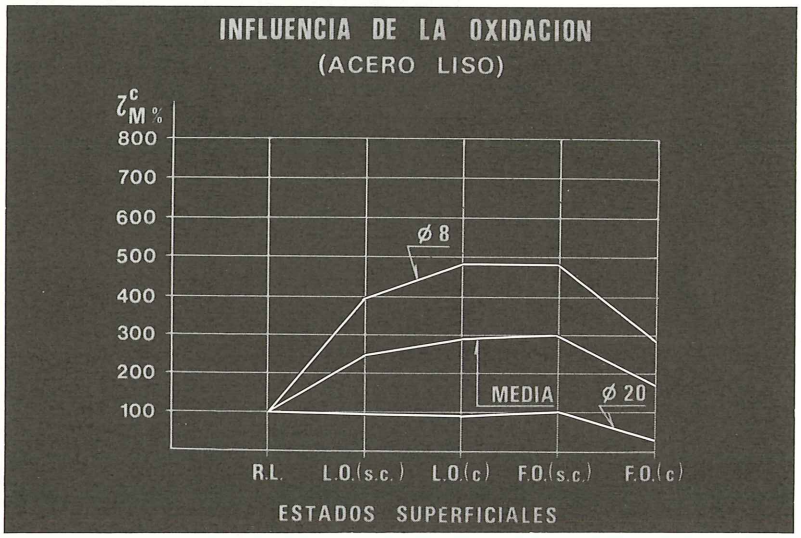


Fig. 23.

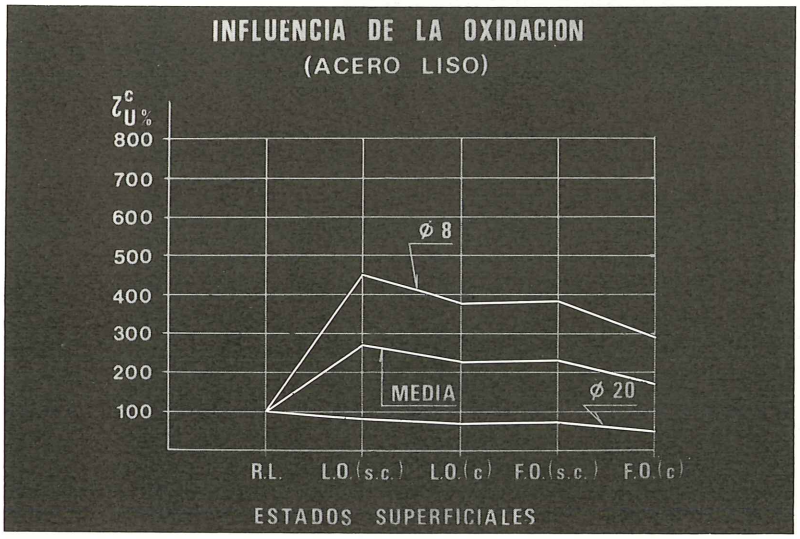


Fig. 24.

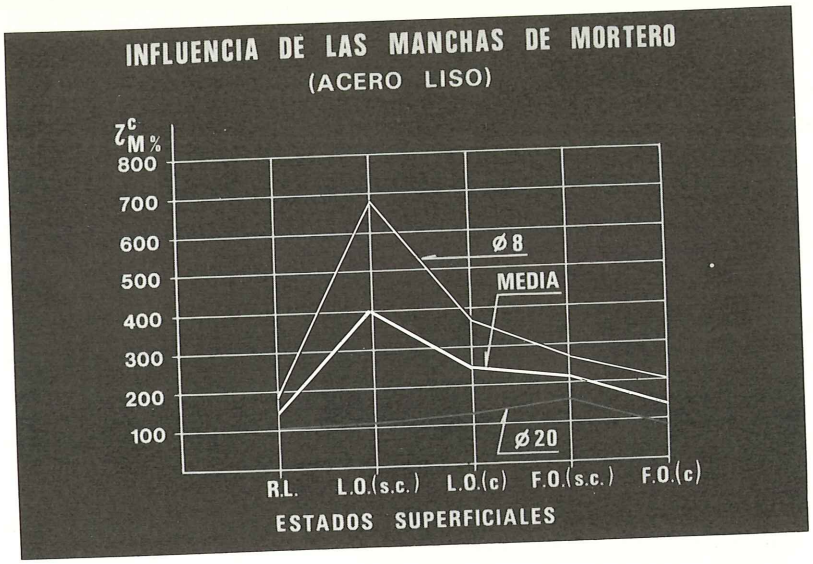


Fig. 25.

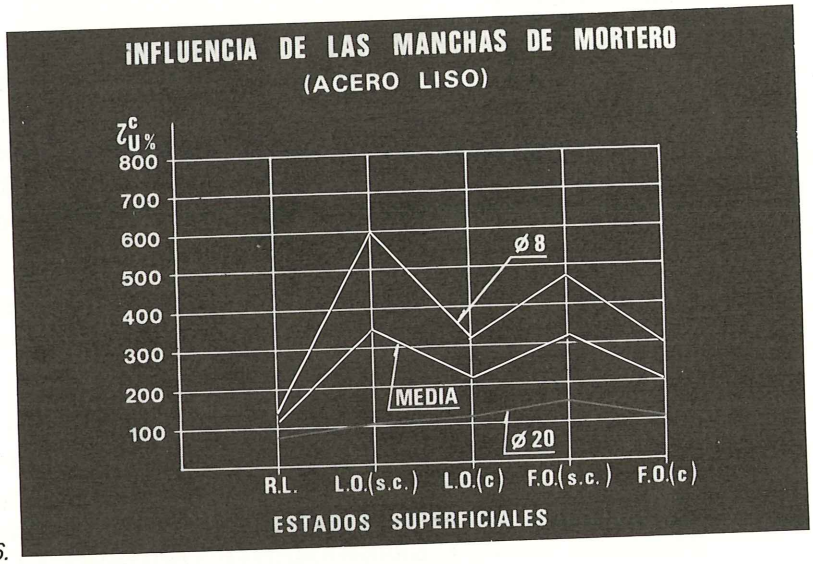


Fig. 26.



Fig. 27.

CONCLUSIONES

Pueden deducirse, de los resultados expuestos, conclusiones bastante claras, limitadas a los casos estudiados, es decir:

a) Oxidación por exposición a la intemperie por un plazo aproximado no superior a 7 meses, favorecida por riegos de agua, produciéndose un grado de oxidación definido por una disminución del diámetro equivalente de la barra hasta de 40 μ aproximadamente.

b) Cepillado del óxido por medios mecánicos hasta eliminar cualquier partícula no adherida firmemente.

c) Recubrimiento de mortero de cemento, por inmersión durante 1 hora, procediendo al hormigonado definitivo de las probetas a ensayar, 24 horas después.

Sobre esta base las conclusiones que pueden deducirse de estos resultados son las siguientes:

ACERO CORRUGADO

a) Parece demostrado que la oxidación, dentro de los grados estudiados, produce generalmente un efecto beneficioso en las características adherentes de las barras corrugadas, con respecto a las que poseen en el momento de su laminación. Solamente en dos casos (ϕ 8 fuertemente oxidado-cepillado y ϕ 20 fuertemente oxidado-manchado) resultan valores ligeramente inferiores a los correspondientes a ese estado inicial, sin exceder el descenso en ningún caso del 7 por 100.

b) El fenómeno indicado se manifiesta en mayor grado en las barras de diámetro inferior, en que se superan los resultados de referencia en más del 60 por 100 con barras fuertemente oxidadas (sin cepillar).

c) Una vez oxidadas las barras, aunque se hayan cepillado, se produce incremento en sus características adherentes con respecto a las que correspondían a su estado inicial ("RECIEN LAMINADA"). En lo que respecta a la comparación para los dos grados de oxidación estudiados, el cepillado del óxido existente conduce a valores aproximadamente iguales ("LIGERAMENTE OXIDADO") e incluso inferiores ("FUERTEMENTE OXIDADO" ϕ 8 mm.), todo ello respecto al estado oxidado sin cepillar.

d) No se aprecia reducción en las características adherentes de las barras como consecuencia de manchar la superficie de las mismas con mortero de cemento.

ACERO LISO

El alto grado de dispersión alcanzado en los diferentes ensayos habitual cuando se ensayan barras lisas, obliga a matizar las conclusiones que pudieran obtenerse. No obstante parecen confirmarse las conclusiones establecidas para el acero corrugado, observando que solamente se obtienen resultados apreciablemente inferiores a los correspondientes a barras "recien laminadas" cuando se cepillan barras ϕ 20 después de producida la oxidación.

CORDON DE PRETENSADO

La inmersión en mortero se muestra claramente favorable.

En resumen, las prácticas de cepillar el óxido y las manchas de mortero deben en nuestra opinión revisarse, dejándolas reducidas a casos donde el óxido o el mortero estén claramente desprendidos.

Comportamiento a la temperatura del gas natural licuado de un sistema tendón-anclaje, postesado A 165 T.

M. Elices. J. Planas. L. Caballero. J.M. Morera. V. Sanchez-Gálvez.
A. Mestre. M. Astiz. y A. Valiente
Universidad Politécnica de Madrid
Escuela de Ingenieros de Caminos
Departamento de Física

1. JUSTIFICACION DEL ENSAYO

Las aplicaciones del hormigón pretensado son, cada día, más diversas. En el campo de las bajas temperaturas el hormigón pretensado compite ventajosamente con las aleaciones de níquel y con el aluminio. Los depósitos pretensados para usos criogénicos pueden ser más económicos y comportarse mejor frente a solicitaciones dinámicas o en presencia de fisuras, que los tradicionales depósitos metálicos.

Los elementos principales de un depósito para usos criogénicos se han representado esquemáticamente en la figura 1. Merecen destacarse para nuestros propósitos:

- El depósito interno, destinado a almacenar el fluído. Es una estructura mixta, de hormigón pretensado y chapa de acero. El hormigón pretensado circular y verticalmente tiene misión resistente, mientras que la camisa metálica proporciona la estanquidad.
- El depósito exterior, destinado a embalsar el fluído en caso de rotura del depósito interior y a protegerlo de las acciones externas. Algunos son metálicos, protegidos por un dique de hormigón, pero actualmente se tiende hacia un diseño integrado mediante una estructura de hormigón pretensado con una camisa interior de chapa.

Estas estructuras se erigen a temperatura ambiente y se enfrían antes de entrar en servicio. En general, el tanque, una vez enfriado, no vuelve a calentarse, a menos que se produzca un accidente o se someta a una inspección. La etapa del enfriamiento es la más delicada. A partir de la temperatura ambiente el tanque debe enfriarse lentamente a una velocidad controlada, de forma que los gradientes de temperatura entre los distintos elementos se mantengan por debajo de los especificados en el proyecto, con objeto de que las tensiones de origen térmico sean inferiores a las admisibles.

Una solicitación accidental, específica en estas estructuras, es el choque térmico, producido por un enfriamiento brusco de la pared. En el muro interno puede producirse por un fallo en el sistema de llenado y en el muro externo, por rotura del tanque interior.

El ensayo que se describe brevemente en esta comunicación tiene por objeto:

- Comprobar el buen funcionamiento del sistema de pretensado vertical a estas temperaturas tan bajas −165°C.
- Obtener el coeficiente de eficacia del conjunto tendón-anclaje a dicha temperatura.
- Estudiar el comportamiento de un elemento de la pared frente al choque térmico.

2. DESCRIPCION DEL ENSAYO

2.1. Material ensayado

El elemento pretensado que se ha estudiado estaba formado por una probeta de hormigón armado pretensada longitudinalmente, con 162 toneladas.

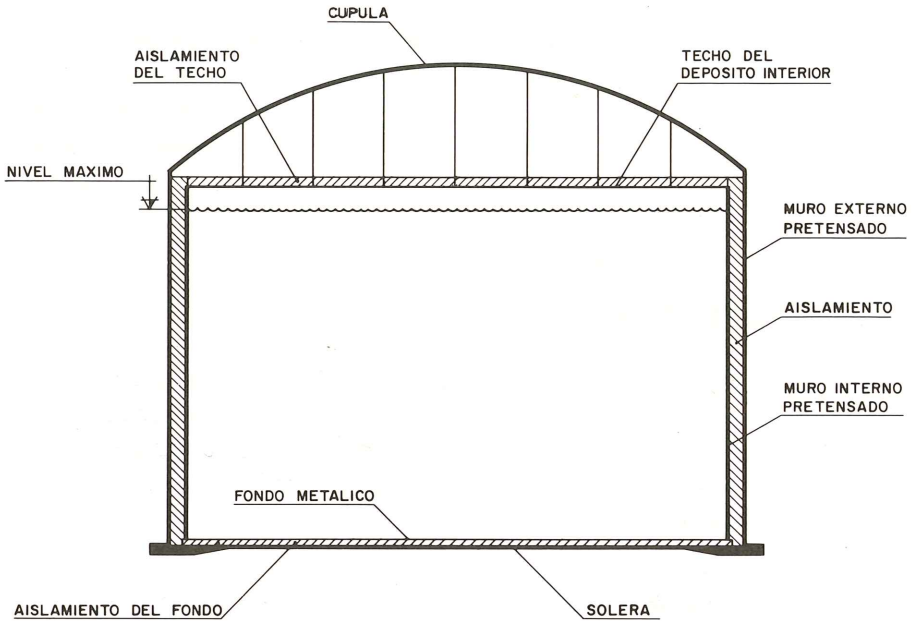


Fig. 1.— Elementos principales de un depósito criogénico.

La probeta de hormigón armado, figura 2, era una pieza prismática de 35 x 65 x 150 cm. En las bases del prisma se construyeron sendos cajetines para alojar a los anclajes. A lo largo del eje de la probeta había una vaina metálica embebida en el hormigón y rematada en ambos extremos por dos placas de anclaje que constituían las caras de fondo de los cajetines mencionados. La geometría de la probeta correspondía a la de un elemento de sus mismas dimensiones que se hubiese aislado del muro del tanque. En efecto 35 cm. es el espesor de dicho muro y 65 cm. es la distancia entre dos unidades de anclaje del pretensado vertical. En cuanto a la longitud, al no poder mantener la distancia entre anclajes existente en la obra, se estimó que con 150 cm. se podían reproducir los principales efectos que se deseaban estudiar.

El tendón estaba formado por doce cordones de 12,7 mm. de diámetro nominal. Los anclajes eran del tipo 12T13 M199, de 200 T de capacidad, caracterizándose porque tanto el cono macho como el cono hembra no mordían el cordón ya que presentan superficies de contacto lisas.

2.2. Equipo utilizado

Para conocer la variación de temperatura en el elemento pretensado, se han insertado ermorresistencias de platino en diez puntos característicos. Las termorresistencias van co- ıectadas a un lector digital, a través de un conmutador automático que selecciona periódica- nente el termómetro cuya lectura se desea conocer. La temperatura obtenida en el lector es ·egistrada en forma gráfica por un registrador analógico. El equipo de medida permite deter- ıinar la temperatura con un error inferior a 1°C.

El enfriamiento de la probeta se consiguió mediante una cámara criogénica, especialmente proyectada para este ensayo. En esencia se trata de un criostato de grandes proporciones de inmersión directa, de doble pared con aislamiento por vacío. Por razones funcionales no pudo adoptarse la solución con fondo flotante y se recurrió a un fondo resistente, lo

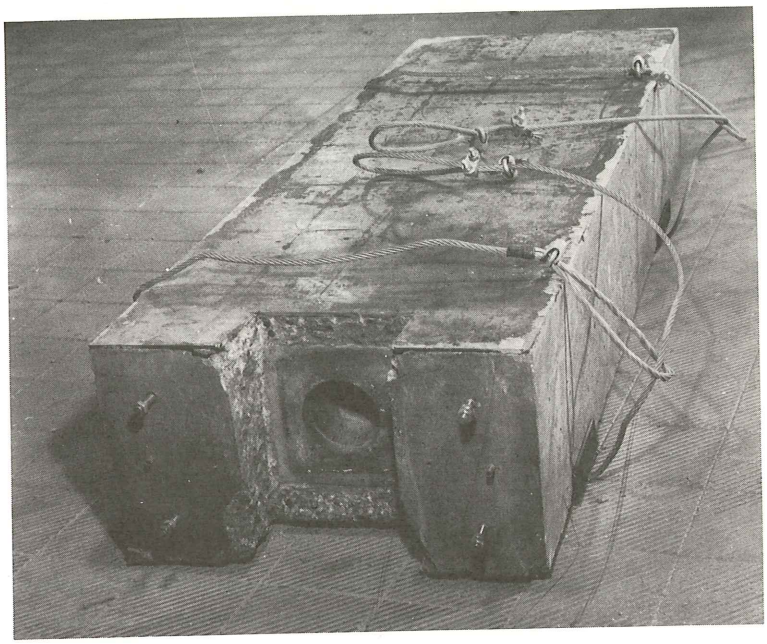


Fig. 2.— Probeta de hormigón armado. Una vez pretensada se ensaya a — 165°C.

que obligó a construir una junta de dilatación en la pared exterior, para absorber los acortamientos diferenciales entre las dos paredes debidos a la diferencia de temperaturas.

Para medir las variaciones de tensión que experimenta el tendón durante el enfriamiento se fabricó una célula de carga especialmente adaptada a las características del anclaje que básicamente, estaba formada por un anillo dinamométrico. Para la medida de deformaciones en el anillo se usaron bandas extensométricas especiales para trabajar a temperaturas criogénicas.

2.3. Descripción del ensayo

Como se ha indicado anteriormente, el ensayo tenía por objetivos estudiar el comportamiento del elemento pretensado durante un enfriamiento brusco y conocer, también, el funcionamiento del sistema tendón-anclaje.

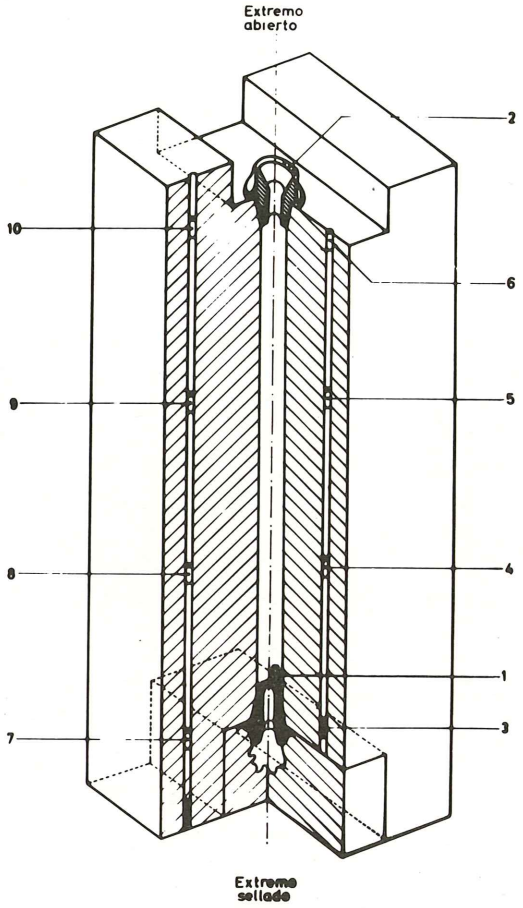


Fig. 3. Vista general del ensayo. Criostato y equipo de medida.

Para ello, y con objeto de reproducir lo más fielmente la realidad, se tesó el tendón a temperatura ambiente a la carga de trabajo, 162 toneladas, se ancló el anclaje activo y se selló con mortero de cemento el cajetín de alojamiento del anclaje pasivo. Después se introdujo la probeta dentro del criostato y se enfrió, utilizando nitrógeno líquido, hasta que el punto más caliente de la probeta tuvo una temperatura inferior a −165°C. El ensayo se prolongó durante 48 horas. Durante este período de tiempo se registró la temperatura de los diez termómetros y las variaciones de la carga del tendón. (Figura 3).

Se realizaron cinco ensayos, en tres de ellos, después de alcanzada la temperatura final, se dejó evaporar el nitrógeno y se calentó lentamente la probeta; una vez a temperatura ambiente se destesó y se estudió el efecto del choque térmico sobre los componentes del elemento. En los otros ensayos, se dejó un gato acoplado al anclaje activo y se aumentó la carga del tendón hasta alcanzar la rotura, con objeto de conocer la eficiencia del sistema tendón anclaje a temperaturas criogénicas.

3 RESULTADOS OBTENIDOS

En las figuras 4a y 4b se representa la variación de la temperatura con el tiempo en uno cualquiera de los ensayos para dos de los diez sensores térmicos. Se ha elegido como ejemplo la variación de la temperatura en puntos del tendón, (figura 4a), uno en la parte inferior de la probeta y otro en la parte superior junto al anclaje activo, que corresponde asimismo con el punto más caliente de la probeta. Se observa que la zona inferior se enfría rápidamente alcanzandose la temperatura de nitrógeno líquido (− 196°C) en muy corto tiempo, menos de 1 hora. La zona superior de la probeta por el contrario tarda aproximadamente 1 día en quedar por debajo de la temperatura de ensayo de − 165°C. En cualquier caso se observan bajadas rápidas de temperatura que corresponden a los períodos de llenado del criostato, lo que permite afirmar que las probetas también han sido ensayadas frente a choques térmicos. (Figura 4b).

La figura 5 muestra la evolución de las temperaturas medias del hormigón y del tendón, observándose un decalaje entre ambas curvas ya que el hormigón se enfría más deprisa que el tendón y aún cuando la temperatura final es la misma, a lo largo del proceso hay diferencias importantes de temperatura, con un máximo cercano a los 100°C a las 2,5 horas aproximadamente de iniciar el enfriamiento.

La figura 6 representa la variación de la fuerza de pretensado con el tiempo tal como la mide el anillo dinamométrico. La curva obtenida muestra que el tendón pierde tensión al principio del enfriamiento, apareciendo la máxima pérdida de tensión a las 2,5 horas aproximadamente. A partir de este momento, el tendón recupera tensión, alcanza el valor inicial y lo supera, siendo el valor final del retesado del orden de 10,5 T. La concordancia de las curvas de las figuras 5 y 6 permiten concluir que el fenómeno observado de pérdida de fuerza de pretensado al inicio del enfriamiento es debido a la diferencia de temperaturas entre hormigón y tendón y por ello alcanza su valor máximo cuando la diferencia de temperaturas es máxima. El retesado final del tendón cuando las temperaturas de hormigón y tendón son iguales hay que atribuirlo a diferencias en los coeficientes de dilatación de ambos materiales, el del acero es mayor que el del hormigón, por lo que aumenta la tensión al bajar la temperatura. Este resultado es de gran interés y pone de relieve la importancia de la determinación con precisión de los coeficientes de dilatación de los materiales utilizados en la construcción de este tipo de depósitos, ya que las oscilaciones de tensión producidas por el enfriamiento pueden ser muy importantes.

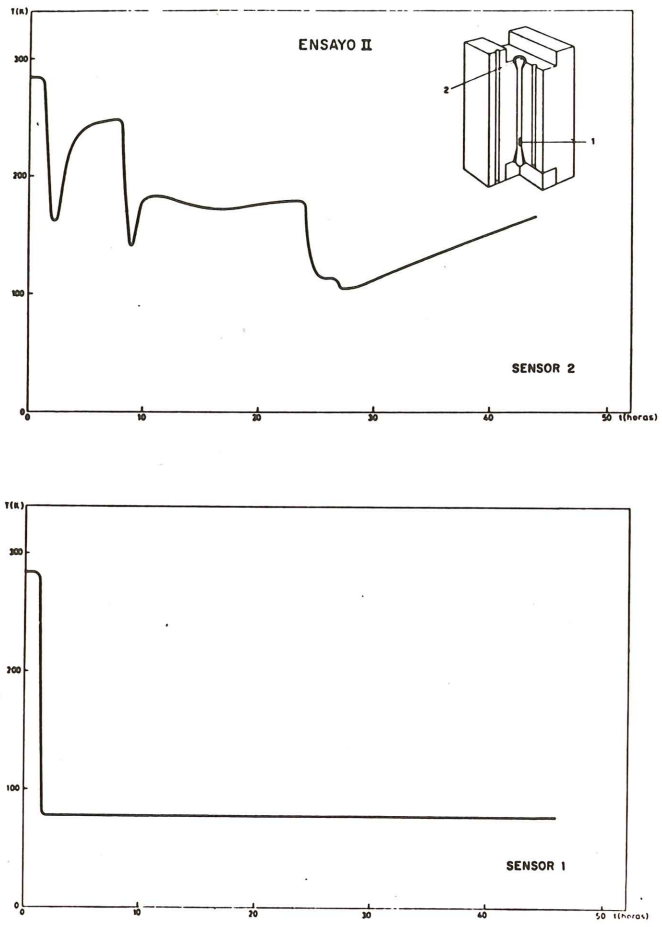


Fig. 4a.— Variación de la temperatura en el tendón.

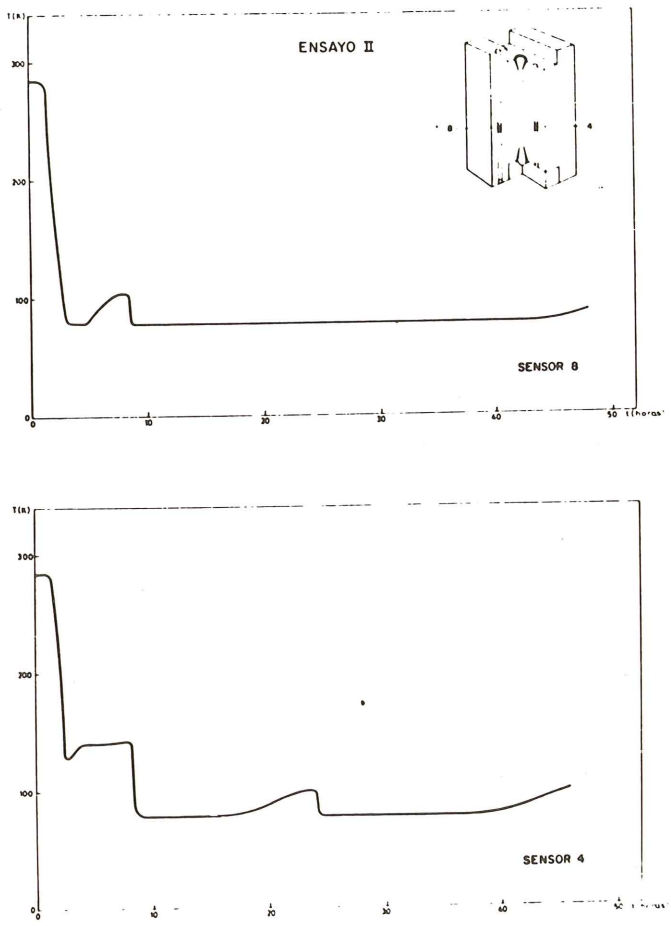


Fig. 4b.– Variación de la temperatura en dos puntos de la probeta de hormigón.

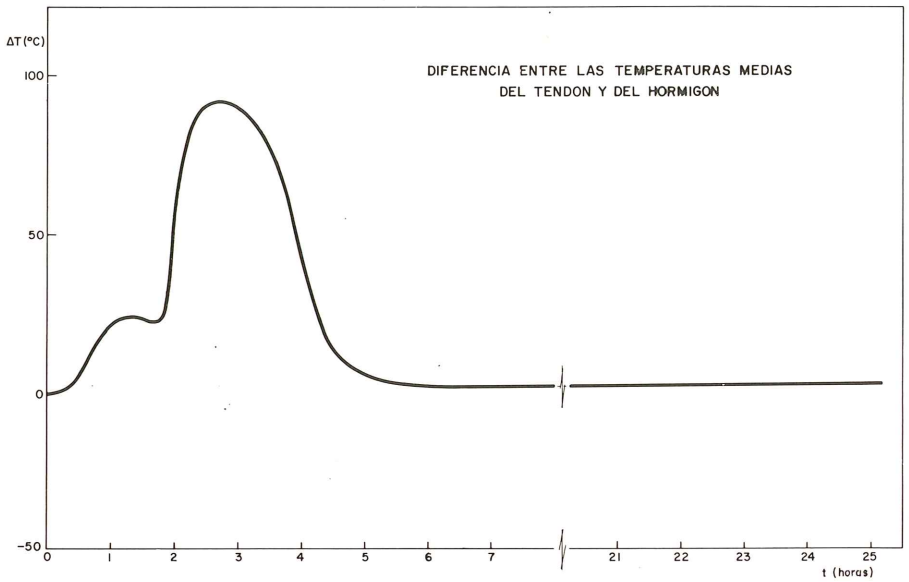


Fig. 5.— Evolución de las temperaturas medias de hormigón.

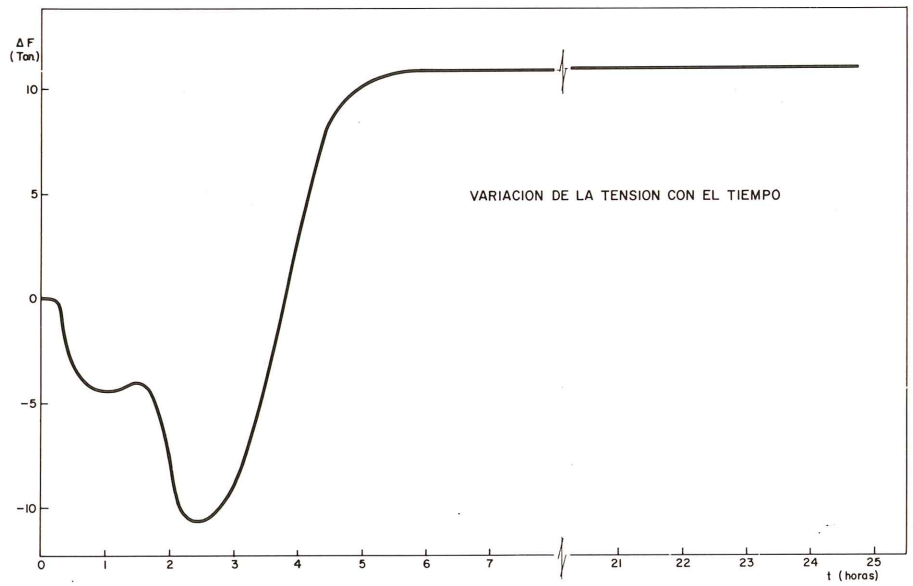


Fig. 6.— Variación de la fuerza de pretensado.

Tras los ensayos, los conos de anclaje se observaron con ultrasonidos y líquidos penetrantes no encontrándose fisuras en los mismos, lo que confirmó su validez para trabajar a temperatura criogénica.

Finalmente, como ya se ha indicado, dos probetas se tesaron hasta rotura a temperatura inferior a $-165°C$. La carga soportada por el tendón se midió por dos procedimientos; a través de la lectura de la presión del gato y por medio de las deformaciones del anillo dinamométrico, siendo las diferencias de medida inferiores al 6 por 100. En las dos probetas ensayadas se alcanzó la rotura del tendón a 220 ± 10 T, que coincide prácticamente con la resistencia garantizada del tendón a temperatura ambiente. En la primera probeta la rotura tuvo lugar en los anclajes que sujetaban los cordones al gato, mientras en la segunda probeta la rotura del tendón se produjo dentro del anclaje pasivo.

4. TRABAJO FUTURO

Estos resultados nos permiten ser optimistas frente al futuro.

El hormigón pretensado es uno de los pocos materiales utilizados a temperatura ambiente que se comporta satisfactoriamente a bajas temperaturas, como lo atestiguan numerosos depósitos para usos criogénicos construidos desde hace un cuarto de siglo. No obstante aún quedan problemas por resolver. Las acciones dinámicas y los estados tensionales multiaxiales apenas se han estudiado en estas temperaturas tan bajas. La contracción, debida a las enormes variaciones de la temperatura, es la mayor dificultad que encuentra el proyectista y no se conoce un método fiable que permita determinar con precisión las tensiones internas que se originarán por este motivo, en parte debido a que las características del hormigón (módulo de elasticidad, ductilidad y coeficiente de dilatación) son difíciles de medir.

La Federación Internacional del Pretensado (FIP) consciente de estos problemas y de la creciente utilización de las estructuras pretensadas a bajas temperaturas ha creado un grupo de trabajo en el seno de la comisión de aceros y bajo la responsabilidad española, para estudiar la problemática de estas estructuras y, en particular, de los aceros y sistemas de anclaje a temperaturas criogénicas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a PRELOAD-AUXINI, S.A., y en particular a D. Ramón Fernández de la Reguera, por el interés y apoyo prestado durante la realización del trabajo, y a D. Juan José Comezaña por la valiosa ayuda prestada durante la experimentación.

Elementos precomprimidos utilizados para pretensar estructuras.

Ramón Martí Ayxela
Centro de Trabajos Técnicos, S.A.

Cuando nos planteamos el problema del cálculo de forjados, vemos que si lo analizamos como armado, tenemos en general problemas de flechas lo que nos impide proyectar con grandes luces; este problema lo resuelve evidentemente el postesado, pero si la variación de sobrecarga es grande nos encontramos con grandes esfuerzos cuando el forjado está descargado, por lo que uno piensa si no sería posible quedarse a la mitad del camino.

Esto es lo que se pretende hacer con las barras precomprimidas que se han desarrollado en Francia por la empresa Structures del grupo SGE, concesionarios del sistema Stronghold, alcanzando una gran difusión.

Una barra precomprimida se presenta bajo la forma de una vaina metálica de 0,5 a 0,6 mm de espesor, en el interior de la cual se inyecta lechada después de haber tensado cables similares a los utilizados para el pretensado con cables adherentes.

Cuando después del endurecimiento de la lechada los cables se cortan, el esfuerzo de compresión sobre la lechada endurecida se sitúa entonces entre 250 a 300 kg/cm^2 lo que representa sensiblemente la mitad de la resistencia de la lechada endurecida y zunchada.

A este respecto podemos señalar que la carga media, en ensayos a rotura efectuados sobre una serie de barras de 100 mm de diámetro con vaina de 0,6 mm ha sido de 500 kg/cm^2, mientras que en vainas similares sin vaina metálica es de unos 350 kg/cm^2.

Al cortar pues los cables la barra precomprimida sufre un acortamiento instantáneo y después un acortamiento debido a la fluencia durante meses, si en un período suficientemente corto después de la fabricación (1 mes por ejemplo) esta barra es colocada en la jaula de armaduras de un elemento prismático hormigonado "in situ" o prefabricado; la deformación de la barra por fluencia contribuye a comprimir al hormigón complementario que rodea a la barra.

Visto desde un punto de vista cuantitativo podemos señalar que el acortamiento instantáneo producido al cortar los cables, aproximadamente es la tercera parte del que sufre en un tiempo infinito.

Esto depende de unos parámetros que son:

- Humedad y temperatura ambientes.
- Dimensiones de la pieza.
- Composición del hormigón.
- Velocidad de endurecimiento del hormigón.

Teniendo en cuenta estos factores la EP77 nos da la fórmula que nos permite fijar este valor.

Supongamos, sin embargo, que lo aceptamos como correcto y entonces podemos señalar que este acortamiento debido a la fluencia varía pues con el tiempo, y así a las 12 horas ya se ha producido un acortamiento del 5 por 100; al mes del 40 por 100; del 50 por 100 a los dos meses; 70 por 100 a los 6 meses, 80 por 100 al año; 95 por 100 a los dos años y el 100 por 100 a los tres años.

Así pues tendremos un acortamiento que se produce en el exterior de la pieza hormigonada y un segundo que es el útil, que se produce en la pieza.

Teníamos nosotros inicialmente a los cables sometidos a una fuerza F que debido a las pérdidas se ha reducido a un valor F_1. Como podemos observar en la figura 1, si disponemos en un gráfico en abscisas el tiempo y ordenadas alargamientos; en un tiempo inicial t_o que es el instante en que ha endurecido el hormigón y empieza a actuar la fluencia en la pieza, la fuerza F_1 se descompone en dos, una parte F_2 que actúa sobre la barra y otra F_3 sobre el hormigón que la rodea, con la condición de que la suma de ambas sea F_1 y que los acortamientos que produzcan ambas sean el mismo; de esta manera el acortamiento útil que será el que nos fijará la tensión actuante en un instante "t" será ϵ_{bf} que es el marcado por la curva F_2, no por la F_1 y cuyo valor es:

$$\epsilon = \frac{F}{E_{bf}\,(b_0 + B_n) + A\,E_a} \qquad \text{con } F = A\,(\sigma_a - \epsilon_1\,E_a)$$

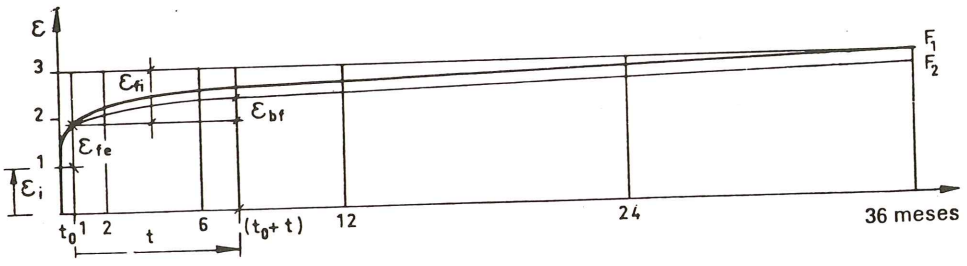


Fig. 1.—Acortamientos instantáneos y de fluencia de la barra descomprimida en función del tiempo.

Siendo:

E_{bf} = Módulo de elasticidad de la lechada

b_e = Sección homogeneizada de la barra.

B = Sección homogeneizada del hormigón que rodea la barra.

n = E_{Bt}/E_{bf}

$E_{B\,t}$ = Módulo de elasticidad de la pieza en el tiempo t.

A = Sección de las armaduras activas utilizadas en la barra.

E_a = Módulo de elasticidad de la armadura activa.

σ_a = Tensión de las armaduras.

ϵ_i = Acortamiento inicial.

Análogamente en las figuras 2, 3 y 4 vemos los diagramas de:

- Tensión - Deformación en la barra.
- Definición del módulo de elasticidad.
- Tensión - Deformación en el hormigón de complemento.

Luego vemos que teniendo en cuenta la fluencia de la barra (supuesta no afectada por ninguna otra solicitación exterior) llegamos a hacer actuar un esfuerzo $F_3 = F_2 - F_1$ en el hormigón de complemento que no podrá fisurarse mas que cuando una solicitación exterior instantánea o de larga duración provoque un alargamiento superior en valor absoluto al acortamiento correspondiente a F_3.

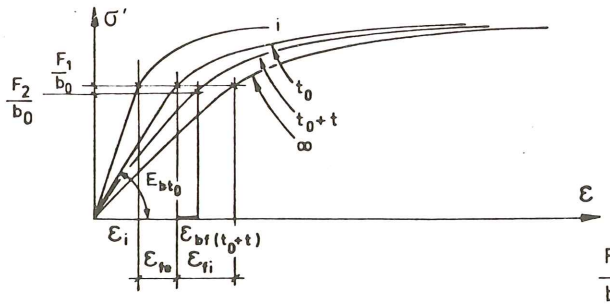


Fig. 2.– Diagrama tensión-deformación de la barra.

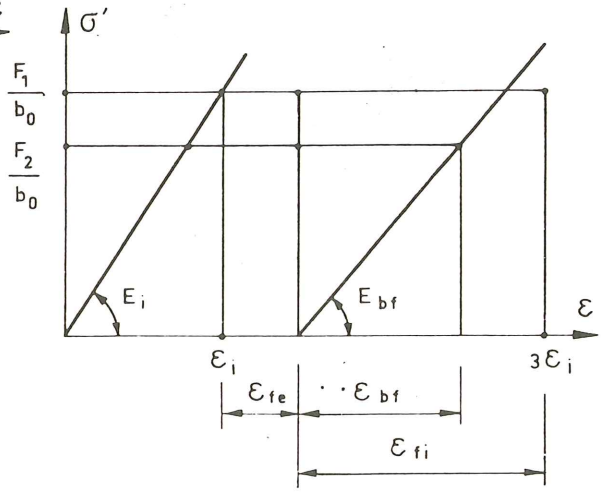


Fig. 3.– Definición de E.

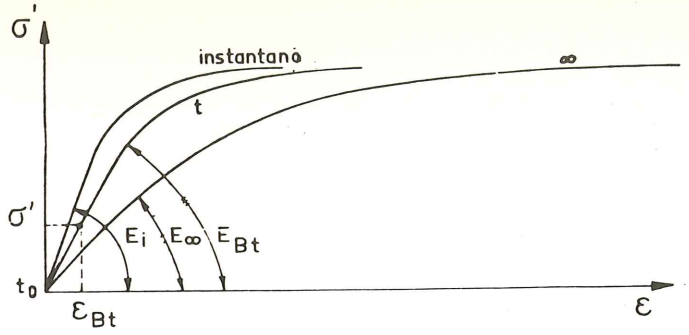


Fig. 4.— Diagrama tensión-deformación del hormigón de complemento.

Para tener una idea de los valores que se producen, considerando una pieza prismática de 400 cm^2 de sección homogeneizada de 19,5 cm de lado con una barra de ϕ 100 mm situada en el eje y con una fuerza F_1 de 250 kN y resistencias de 550 kg/cm^2 en la barra y 300 kg/cm^2 en el hormigón y partiendo de un $t_0 = 3$ semanas, podemos apreciar en el hormigón unos esfuerzos de:

12 kg/cm^2 12 horas después de endurecido
27 kg/cm^2 2 meses después de su endurecimiento
45 kg/cm^2 a los 6 meses
38 kg/cm^2 al año
46 kg/cm^2 al final de su fluencia

Hay que tener en cuenta a medida que vamos cargando la estructura, las pérdidas de pretensado en las armaduras y apreciar por tanto la fluencia complementaria que se manifiesta entre dos estados de carga sucesivos bajo el esfuerzo residual de pretensado.

Así pues el comportamiento del elemento que contiene a la barra precomprimida tiene tres fases:

a) Descompresión del hormigón de complemento parcialmente pretensado bajo el efecto de la fluencia de la barra y puesta en tracción de este hormigón hasta su fisuración.

b) Descompresión de la barra precomprimida situada en el interior de la pieza en la zona de tracciones y puesta en tensión de las armaduras pasivas que forman la jaula de armaduras.

c) Funcionamiento de la pieza como si fuera de hormigón armado por sobretensión de las armaduras activas (barras precomprimidas) y pasivas.

Apreciamos de esta forma que la utilización de la barra precomprimida en una pieza de hormigón, sometida a una solicitación de flexión o de tracción permite retardar la fisuración y disminuir la deformación asegurando un excelente comportamiento al fuego. En esta técnica de puesta en obra estrictamente parecida a la del hormigón armado, a partir del momento en que la barra precomprimida está colocada sobre la bancada, se debe apuntar la importancia primordial de la vaina ya que:

– Sirve de encofrado y permite la fabricación fácil en bancada de gran longitud.

– Presenta las características de adherencia instantánea y externa que son esenciales para transmitir las deformaciones diferidas de la lechada endurecida en el hormigón de complemento.

– Zuncha la lechada endurecida sin impedir su desplazamiento longitudinal.

Finalmente cabe señalar que el fraccionamiento fácil de una barra de gran longitud permite el suministro en las longitudes que previamente haya fijado el proyectista.

"Influencia de la modalidad del ataque en la corrosión fisurante bajo tensión, en aceros para pretensado o postensado".

por J. Climent

Cuando se proyectan estructuras nuevas en cualquier rama de la ingenieria, el ingeniero proyectista, recurre necesariamente a los materiales, es decir, a sus propiedades tecnológicas que en definitiva son las que le informarán sobre la viabilidad de su diseño. Ante una problemática clásica, existe ya un buen bagage de datos donde poder recurrir para realizar el cálculo. Sin embargo, no ocurre así frente al problema de la corrosión bajo tensión, en donde, tanto el conocimiento del fenómeno como la falta de datos de diseño es proverbial. No se quiere indicar que no se conozca el proceso de la corrosión, sino más bien que no existe una conexión entre la problemática real y los datos de su estudio en el Laboratorio.

Los materiales básicos que forman las construcciones pretensadas o postensadas que han sido motivo de especial atención por los investigadores son:

1. Hormigón, y
2. Acero de alta resistencia.

Aparte de otros detalles, diremos que en el ensamblaje acero/hormigón, si la unión es perfecta, el comportamiento electroquímico del acero está de acuerdo con los conocimientos científicos, es decir, el acero está en un estado pasivo, sin ninguna reactividad química que lo deteriore y prestando la función que se le ha encomendado y por lo tanto la durabilidad de la estructura estará asegurada desde el punto de vista de la corrosión.

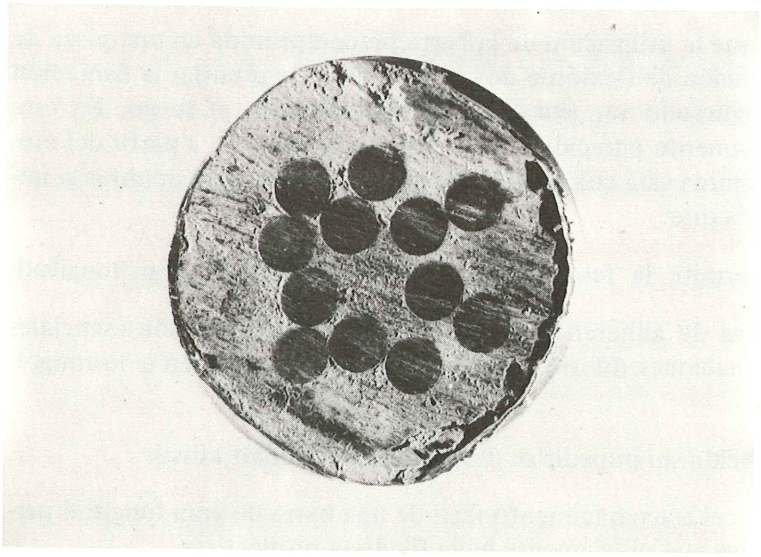


Fig. 1. Sección transversal de una vaina.

En la Fig. 1, se observa un corte transversal de una vaina con los alambres y como el mortero de relleno cubre perfectamente a éstos. La.interfase acero/hormigón está formada por una delgada capa de Ca $(OH)_2$ cuyo pH es de 12,3 unidades. El potencial del acero en estas condiciones es aproximadamente – 400 mV/Rcal. El diagrama de Pourbaix (Fig. 2)

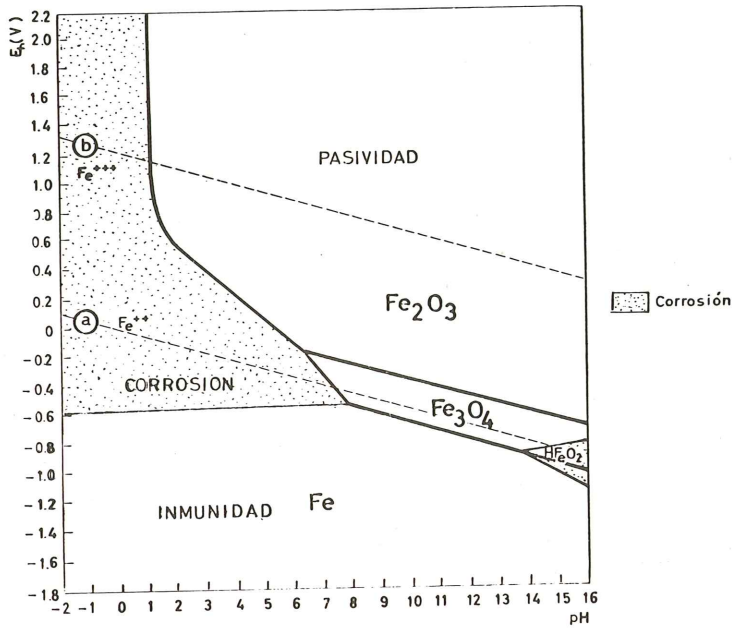


Fig. 2.– Diagrama de Pourbaix para el hierro.

situa al acero con estos datos en el campo pasivo. Si se quiere ser más realistico y se mide la velocidad de corrosión en este sistema encontramos que es cero (Fig. 3). El acero no tienen ninguna reactividad química y no se deteriora. La experiencia nos ha confirmado estos hechos.

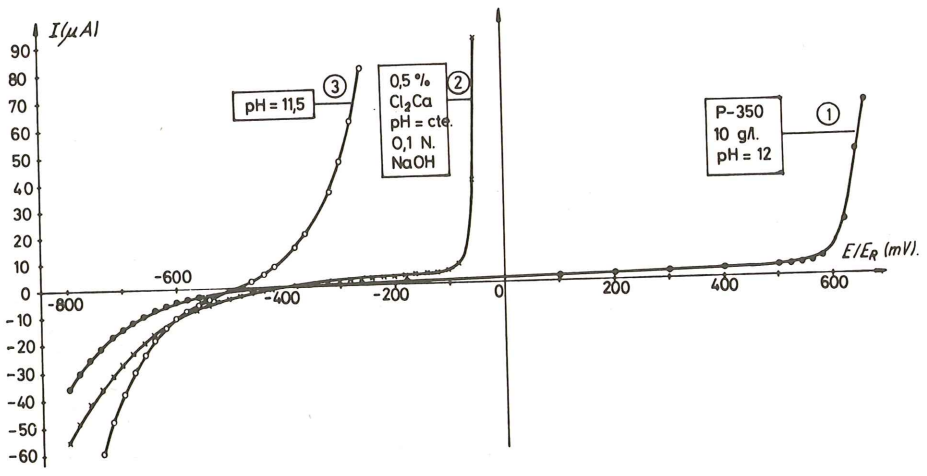


Fig. 3. Curvas i - E para el acero en p H = 12 y en p H = 11,5



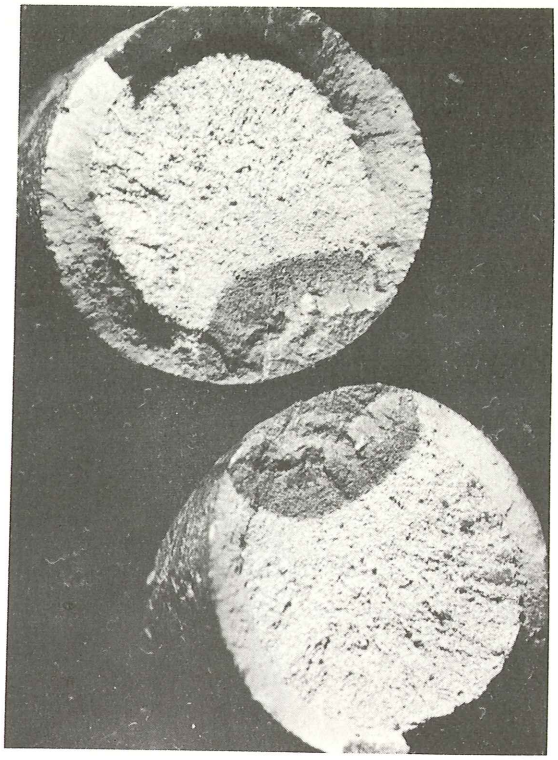
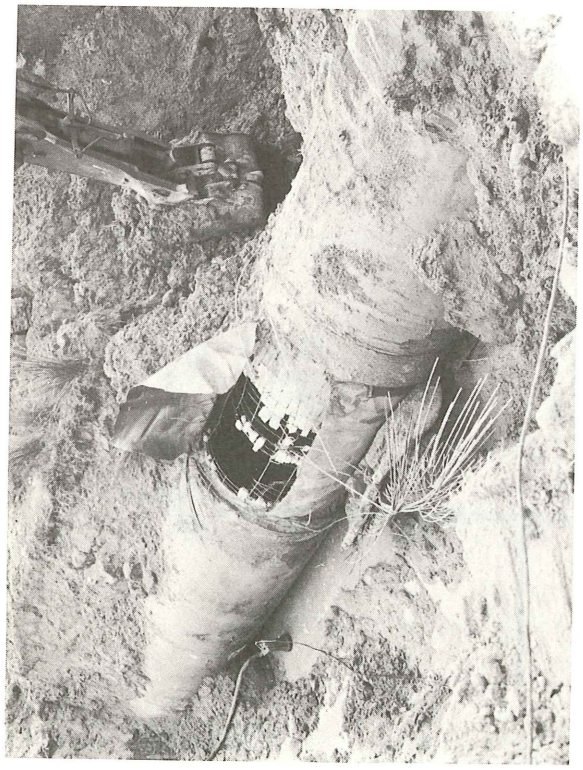


Fig. 5. Lúnula de corrosión fisurante bajo tensión producida en servicio.



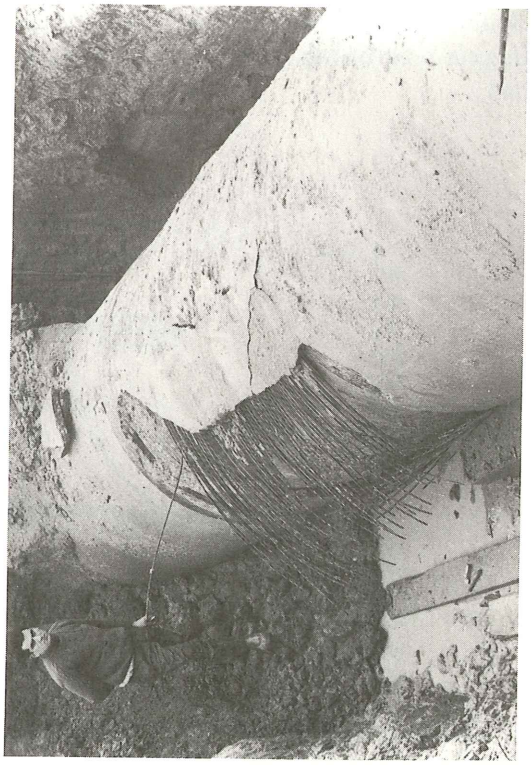


Fig. 4. Rotura de tuberías pretensadas.

La práctica del hormigón pretensado o postesado es algunas veces deficiente y situaciones de vacío entre el acero y el hormigón hacen que el abrigo del hormigón no exista y la humedad ambiental tenga un fácil acceso y el acero empiece a deteriorarse, presentándose el lamentable problema de la c.f.b.t. La literatura cientifica sobre el tema señala que muchos fallos analizados son por esta causa (Fig. 4 y 5).

En todos los Laboratorios Internacionales ha sido una preocupación constante encontrar un ensayo representativo de la realidad y que reprodujera el mismo tipo de rotura. Para esta clase de situaciones que hemos mencionado, el ensayo con agua destilada, preconizado por el Laboratorio Central des Ponts et Chaussées y defendido por la FIP, representa la realidad y produce el mismo tipo de rotura. Nuestro Laboratorio también lo ha adoptado y ha ensayado con él durante un período de nueve años. En la Fig. 6 puede verse esquemáticamente en qué consiste este ensayo. Al ponerse el agua en circulación produce un grado de humedad fuerte en la parte superior del ensayo y unas gotas de condensación en la varilla. Por tanto, el acero se encuentra sometido a tres modalidades de ataque corrosivo:

1.– Ataque de la varilla por acción de micropilas de aireación diferencial en las gotas de condensación sobre la varilla (zona húmeda y Parte A).

2.– Ataque macroscópico también por el efecto de aireación diferencial entre la parte de la probeta que está por encima del nivel de agua y la que está justo debajo (water line corrosión–Parte B).

3.– Ataque por corrosión uniforme en la zona sumergida de la varilla (Parte C).

La tensión inicial de la varilla, colocada en el bastidor, es de 0,8 R ó 0,9 R según la norma francesa; sin embargo, nosotros lo hemos ensayado a carga constante y a deformación total constante (0,6 R y 0,7 R de carga inicial).

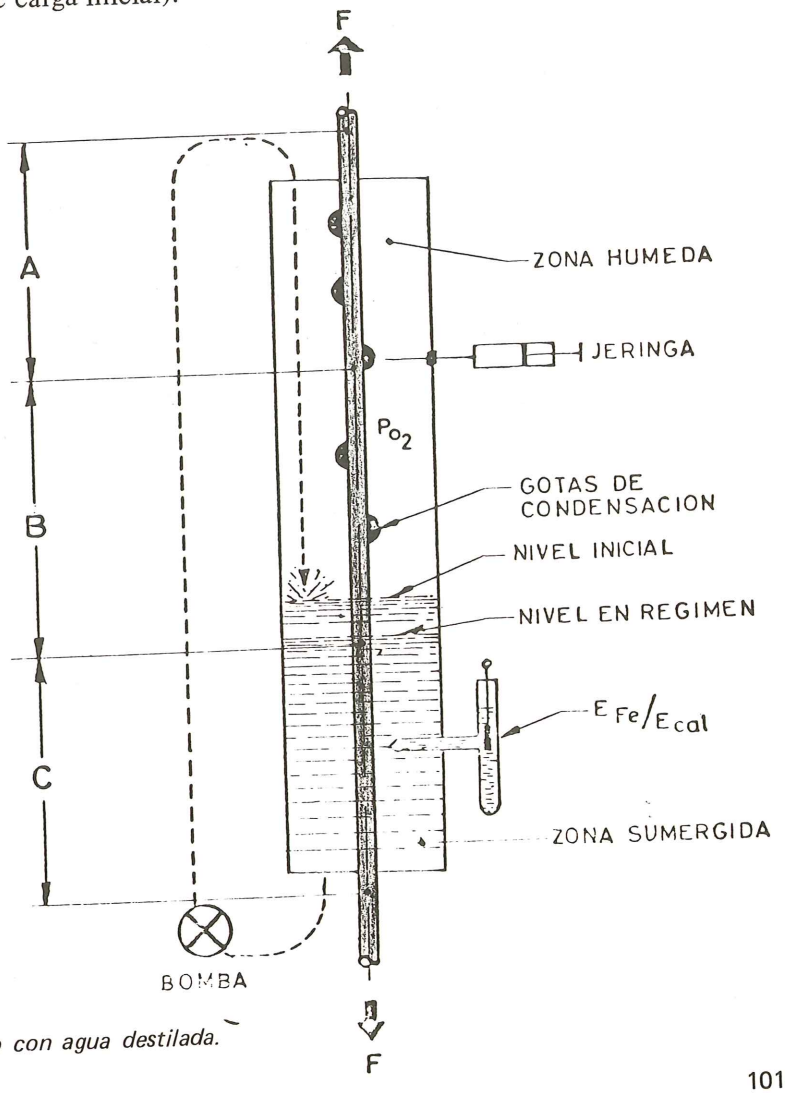


Fig. 6. Célula de ensayo con agua destilada.

La varilla en estas condiciones de solicitud y ataque corrosivo puede romper aproximadamente a los tres meses o no. La figura 7 representa la rotura del mismo material que la fig. 5. Los estudios realizados con ayuda de las modernas técnicas de observación microscopica demuestran que la analogía es completa.

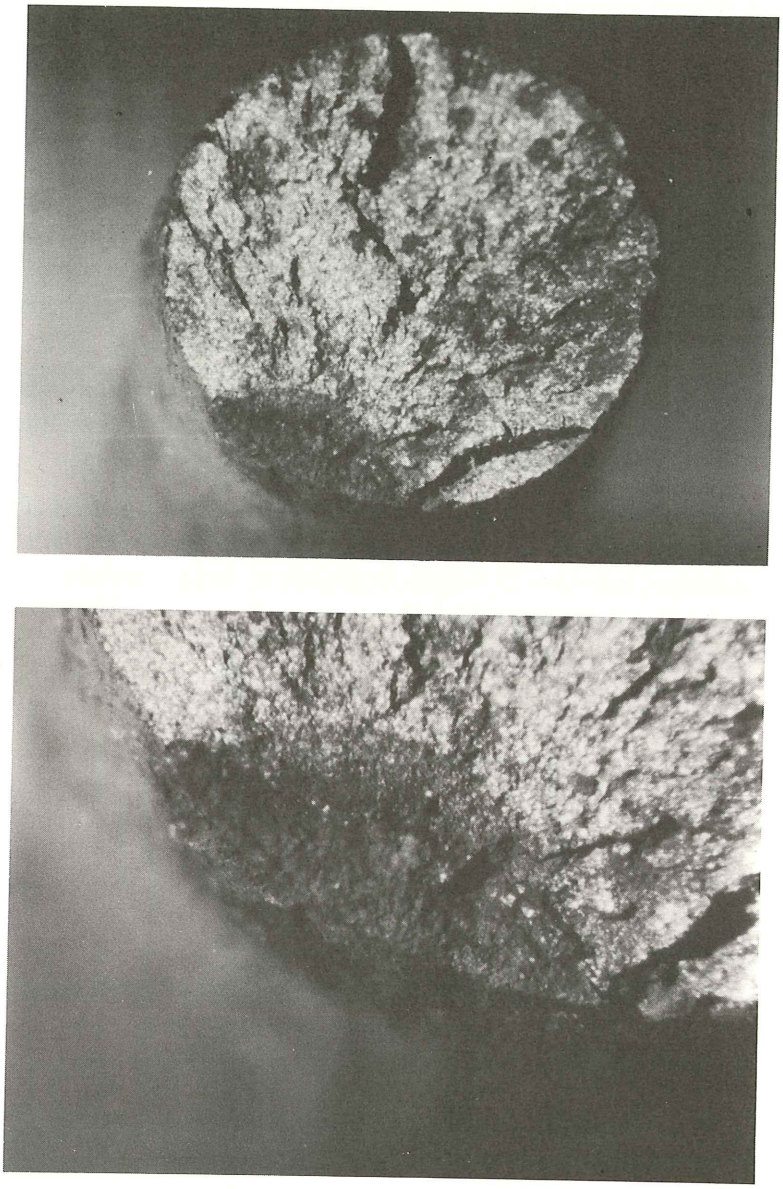


Fig. 7.– Lúnula de corrosión fisurante bajo tensión producida en el Laboratorio Central.

Durante los primeros años de experimentación observamos que todas las roturas se producían siempre en la zona húmeda (Parte A – B) y nunca en la zona inmersa (Parte C). Estos hechos nos hicieron replantear las condiciones de experimentación, ya que la fisuración se produce debajo de una gota y el principal promotor del mismo es el oxígeno, es decir;

$$2\,e^- + 1/2\,O_2 + H_2O = 2\,OH^- \text{ zonas catódicas}$$
$$Fe^o = Fe^{++} + 2\,e^- \text{ zonas anódicas}$$
$$1/2\,O_2 + 2\,Fe^o + H_2O = Fe\,(OH)_2$$

La presencia del oxígeno prosigue el ataque pasando de Fe^{++} a Fe^{+++} y, según sea la

cantidad del mismo presente, se forman unos compuestos u otros. Asimismo en esta modalidad de ataque es fundamental la relación Se/Sa $>>$ 1 para que se produzca una picadura fina. Además, según Pourbaix la tendencia es máxima cuando se cumple la condición, pH $\simeq$ 9. Nosotros hemos medido el pH de la gota y resultó ser 10 unidades (Fig. 8 y 9).

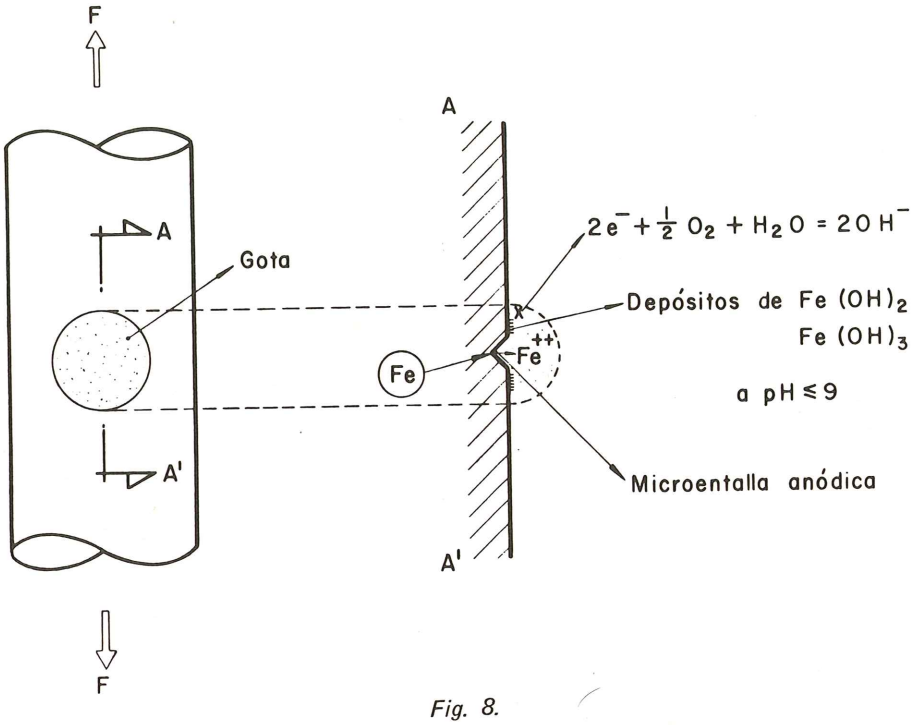


Fig. 8.

Varilla tensada

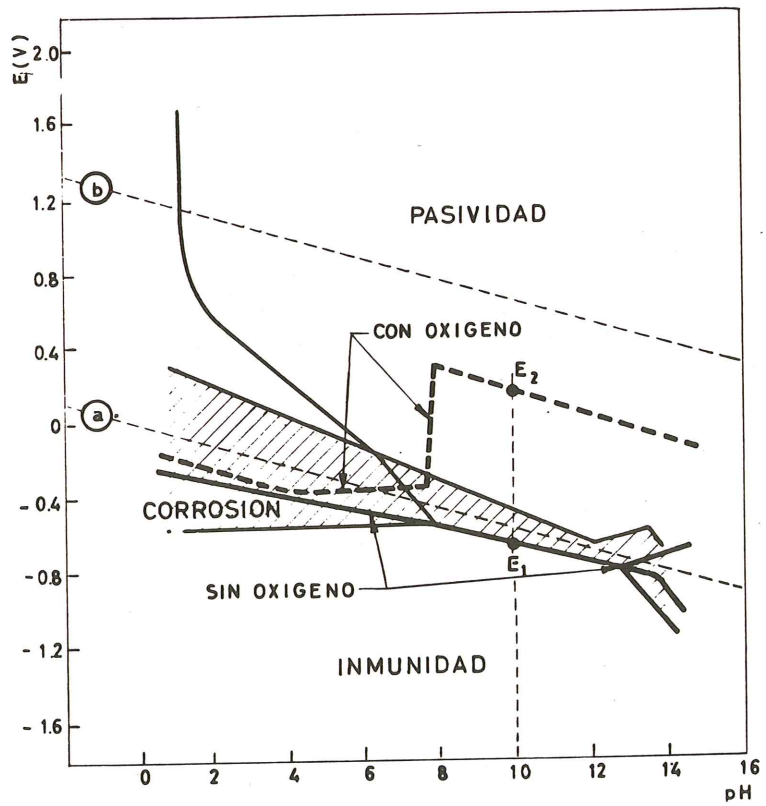


Fig. 9. Fuerza impulsora $G = -z\,F\,(E_2 - E_1)$

Con estas premisas se programó una nueva experimentación con las siguientes condiciones:

1.– Purgando todo el 0_2 con N_2. En la zona humeda solo habrá nitrógeno. Lo denominamos: Nivel – O de Oxígeno.

2.– Medida de la evolución del 0_2 de la zona húmeda por medio de un cromatógrafo de gases. Esta modalidad la llamamos: Nivel – 1 de Oxígeno.

3.– Mantenimiento constante del 0_2 de la zona húmeda. Célula abierta a la atmósfera; nivel – 2 de Oxígeno.

El tiempo impuesto al ensayo ha sido de tres meses para los ensayos a σ = cte y un año aproximadamente para los ensayos a ϵ = cte. Si la varilla no rompe durante el ensayo, se desmonta el mismo y se la ensaya a tracción hasta rotura (dividida previamente la probeta en tres partes, Fig. 6).

Las medidas experimentales que se han hecho en el ensayo son:

1.– Medida del contenido del 0_2 en la zona húmeda.

2.– Velocidad de corrosión:

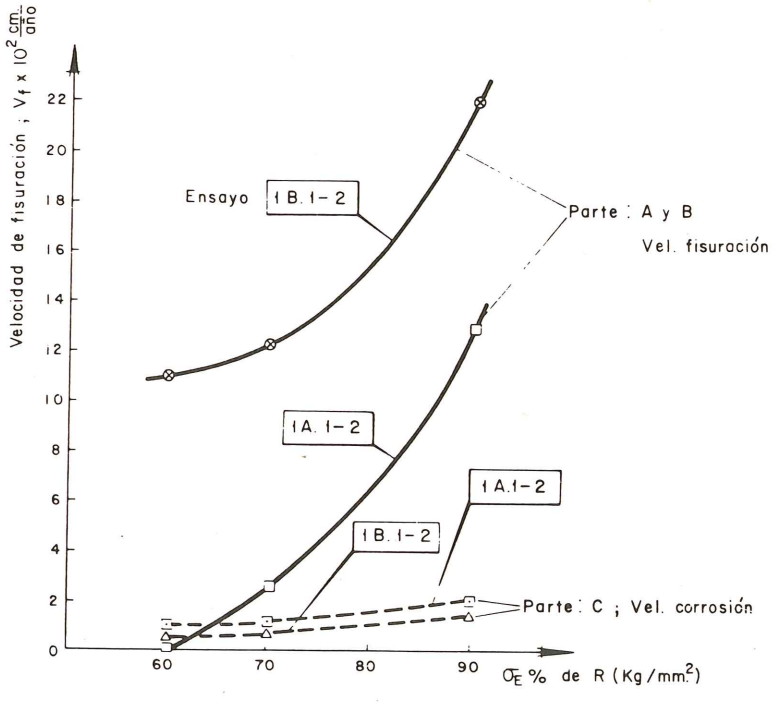


Fig. 10.

a) En la zona húmeda la llamamos fisuración (longitud de la fisura/tiempo ensayo).

b) En la zona sumergida, disolución uniforme.

3.– Control de características mecánicas (ensayo de tracción.

4.– Fractografía de la superficie rota.

Los resultados obtenidos demuestran que sólo en los ensayos con los niveles de 0_2 uno y dos, producen roturas y exclusivamente en las partes A – B de la probeta. En la parte C nunca hemos encontrado una rotura. El hecho sorprendente en esta investigación es que en el ensayo con el nivel cero de oxígeno no se produce nunca ninguna fisura.

La Fig. 10 representa la velocidad de fisuración del ensayo en función de la tensión para dos materiales distintos: 1.A.1 (trefilado) y 1.B.1 (templado y revenido). El nivel de oxígeno ha sido el dos, célula abierta al exterior, o sea, nivel de oxígeno constante. En ella vemos fundamentalmente tres cosas para un nivel dado de tensión de ensayo; la primera es que la modalidad de ataque en la zona húmeda es mucho más peligrosa que en la zona sumergida (en esta nunca hemos encontrado una fisura, solo una pérdida de sección por disolución uniforme); la segunda, que la tensión acelera tanto la velocidad de disolución como la velocidad de fisuración; y finalmente, cómo el ensayo discrimina dos calidades de acero.

La fig. 11 representa los mismos parámetros que la fig. 10, pero para el ensayo con el nivel cero de oxígeno. Observese como en la zona húmeda en donde las otras modalidades se fisuraba el material en esta modalidad no hay fisuración.

Como conclusiones a esta exposición, diremos que en la corrosión fisurante bajo tensión la modalidad de ataque corrosivo, es decir, la micropila de aireación diferencial producida por una gota, es el factor decisivo, y asímismo, cuando falta el promotor principal del proceso corrosivo la calidad del material como se ha visto no es variable a considerar.

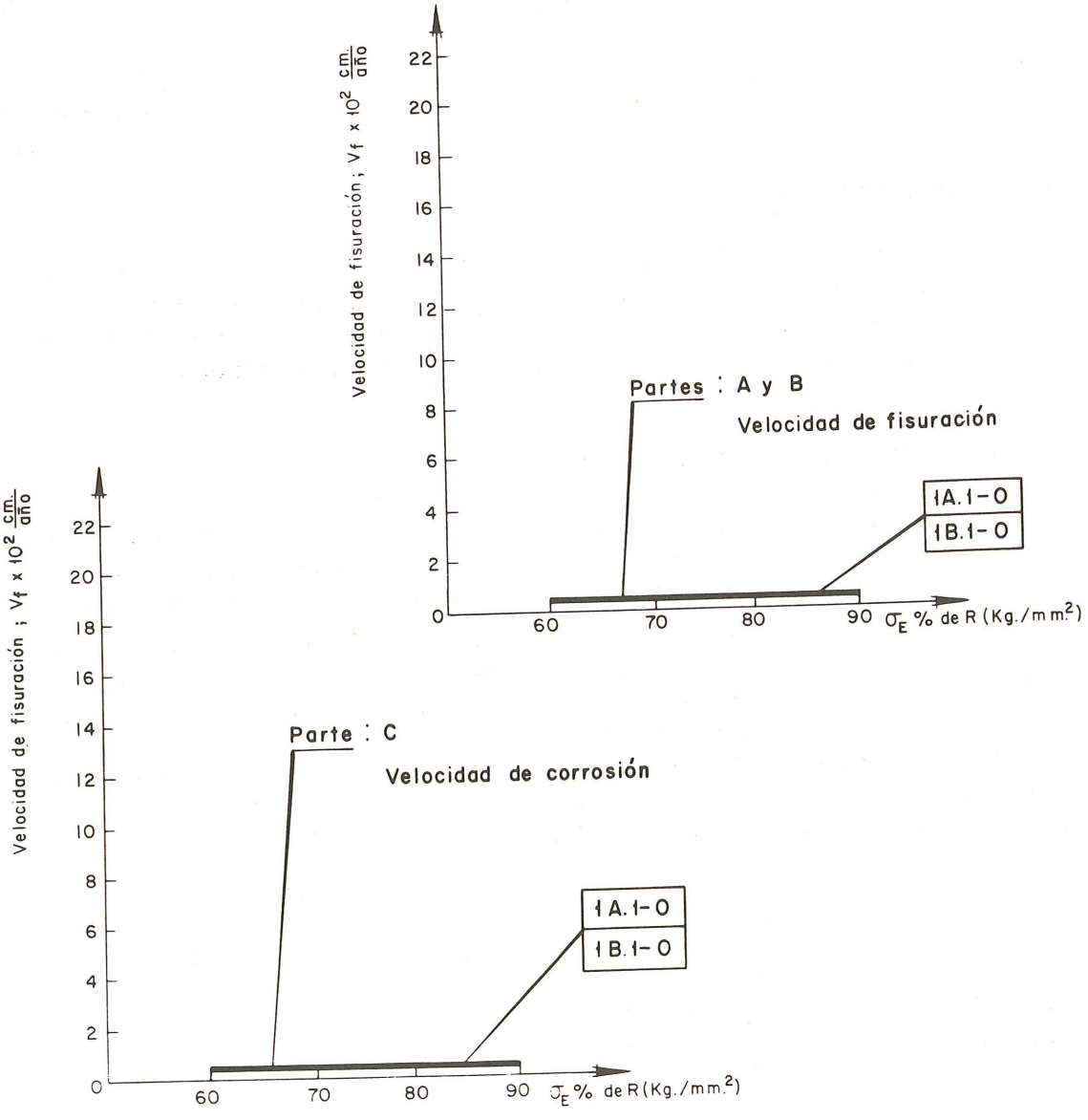


FIG. 11

Realización del ensayo en modelo reducido del puente para ferrocarril del acceso a Vigo de la Autopista del Atlántico.

Por Adolfo Delibes Liniers
Ingeniero de Caminos
INTEMAC

1. INTRODUCCION

Durante el verano de 1977 se realizó en el Laboratorio del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones el ensayo en modelo reducido del puente para F.F.C.C. del acceso a Vigo de la Autopista del Atlántico, por encargo de IDASA. Dicho encargo incluía un condicionante de plazo importante, basado en la programación de la propia obra.

2. ELECCION DE MATERIALES Y ESCALA

Dadas las dimensiones del tablero del puente a ensayar (canto constante de 1,00 m y longitud total aproximada de 140 m) y en base a la necesidad de estudiar con suficiente precisión su seguridad a fisuración y rotura, se adoptó como escala de longitudes 1/10.

De la consideración anterior e igualando las tensiones y deformaciones unitarias de la estructura del modelo a las del prototipo, resultan las escalas de transformación recogidas en la Fig.1. Para cumplir estos objetivos era preciso fabricar el modelo con hormigón (microhormigón) que fuese fiel reflejo del que debía fabricarse en obra, con objeto de que tuviese las mismas características de resistencia y deformación. Además se emplearían como armaduras alambres y cordones de pretensado con características mecánicas y en condiciones de adherencia al hormigón lo más semejantes a las previstas en el proyecto del prototipo que fuera posible.

Puesto que el ensayo afectaba a todo el tablero debería apoyarse el modelo de la misma forma que el prototipo. A estos efectos se dispusieron tres vigas contínuas, que contenían las alineaciones de apoyo, sobre las que descansarían chapas de acero de 15 mm de espesor y placas de neopreno de 2 mm con dimensiones en planta proporcionales a las previstas en proyecto.

Las fotografías 1 a 4 representan los encofrados, apoyos y trabajos de replanteo del modelo.

ESCALAS

MAGNITUD	PROTOTIPO	MODELO
LONGITUD (L)	10	1
TENSIONES (σ)	1	1
DEFORMACIONES (ε)	1	1
DENSIDAD (ρ)	1	1
Cargas	100	1
Peso propio	1000	1
Tensión debida a peso propio	10	1
Esfuerzos cortantes	100	1
Esfuerzos cortantes debidos a peso propio	1000	1
Momentos flectores	1000	1
Momentos flectores debidos a peso propio	10000	1

Fig. 1.

ANALISIS GRANULOMETRICO

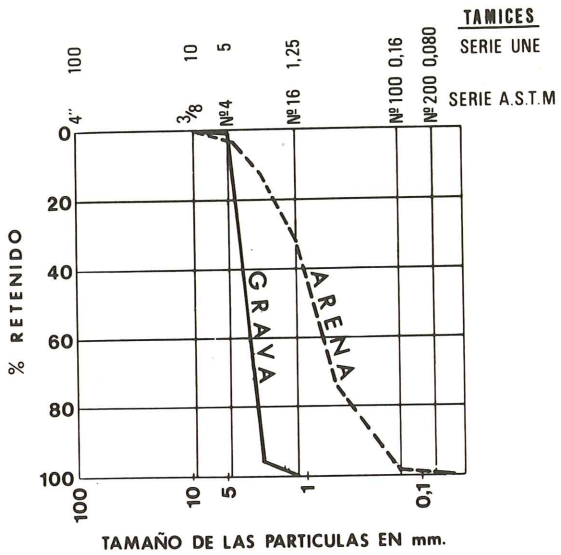


Fig. 2.

ENSAYOS PREVIOS DE MICROHORMIGON. DOSIFICACION.

	DOSIFICACION Nº1	DOSIFICACION Nº2
GRAVA 2/5	765 Kg.	750 Kg.
ARENA 0/5	915 Kg.	900 Kg.
CEMENTO ARI (P-450)	450 Kg.	500 Kg.
AGUA	220 l.	220 l.

(*) DOSIFICACION EMPLEADA

Fig. 3.

ENSAYOS PREVIOS DE MICROHORMIGON

ENSAYO DE		VALORES MEDIOS, EXPRESADOS EN kp/cm² A: 7 DIAS	28 DIAS
DOSIFICACION Nº1	COMPRESION	372	433
	TRACCION	27,5	30,3
DOSIFICACION Nº2	COMPRESION	407	460
	TRACCION	25,5	28,7

Fig. 4.

CONTROL DEL MICROHORMIGON

(VALORES MEDIOS Y COEFICIENTES DE VARIACION)

DETERMINACIONES		EDAD EN DIAS 0	12	24	38
CONSISTENCIA (cm)		6 (13,2)	—	—	—
RESISTENCIAS MECANICAS (kp/cm²)	TRACCION	—	30,1 (9,5)	30,7 (3,9)	29,4 (9,2)
	COMPRESION	—	395 (5,7)	442 (1,5)	458 (6,6)

Fig. 5.

3. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

En base a las líneas generales expuestas anteriormente se emplearon en la fabricación del tablero, a escala 1/10, los materiales que describimos a continuación.

3.1 Microhormigón

El prototipo había de construirse con hormigón de resistencia característica 375 kgf/cm^2. A la escala adoptada se estudió un microhormigón con tamaño máximo de 5 mm, empleando dos fracciones de árido: arena de río con el 85 por 100 de sus partículas de tamaño inferior a 2,5 mm y gravilla caliza de machaqueo con tamaños comprendidos entre 2 y 5 mm. Se empleó cemento P-450-ARI, ensayándose dos dosificaciones diferentes para obtener un hormigón de resistencia media 400 a 450 Kgf/cm^2 y consistencia plástica (Fig. 2, 3, 4, y 5).

Se determinaron además las resistencias a tracción indirecta (ensayo brasileño), la curva de endurecimiento del micro-hormigón y su módulo de deformación a diferentes edades, con objeto de estudiar y controlar el proceso constructivo del modelo.

3.2. Armadura Pasiva

La armadura pasiva prevista en el Proyecto del Prototipo estaba constituída por barras principales de 16 a 32 mm de diámetro y estribos de 10 a 14 mm con separaciones variables entre 12,5 y 15 cm*. El tipo de acero era AE 42N, de alta adherencia.

Se planteó entonces la necesidad de disponer en el modelo, alambres de diámetro inferior a 4 mm con características similares a las del acero de dureza natural, con límite elástico garantizado de 42 Kp/mm^2 y adherencia suficiente al hormigón. Con este objeto se seleccionaron alambres de 2,0; 2,2; 2,7 y 3,4 mm de diámetro fabricados por Nueva Montaña Quijano. El alambre era liso y sus característicos mecánicas apreciablemente más elevadas que las necesarias (el límite elástico variaba de 64 a 89 Kp/mm^2 y la tensión de rotura de 67 a 90 Kp/mm^2).

En consecuencia, se estudió la conveniencia de someter el alambre a tratamiento térmico, que tras varias experiencias previas se fijó en un recocido a 500°C durante 20 minutos. Posteriormente se sometían los alambres a un proceso mediante el cual se produjeron identaciones en su superficie pasándolo a través de dos moletas dentadas.

Como resultado, se obtuvieron unas características mecánicas aceptables (límite elástico comprendido entre 58 y 66 Kp/mm^2 y tensión de rotura entre 61 y 67 Kp/mm^2, Figura 6). La adherencia, con el microhormigón del modelo, se controló mediante ensayos de arrancamiento (Pull-Out), obteniendo las tensiones de rotura que se indican en la figura 7. Estos resultados se consideraron suficientes en comparación con los habituales en barras corrugadas, de diámetros gruesos.

En la figura 8 se representa, como ejemplo bastante significativo, la transformación del esquema de armaduras del Prototipo para obtener las del modelo (véase también la fotografía n° 5).

---

* Exceptuando las "armaduras de acompañamiento de cables" que eran más ligeras.

.AMBRE CORRUGADO Y TRATADO A 500ºC (20min) RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE TRACCION

DIAMETRO DEL ALAMBRE (mm)	VALORES MEDIOS (kp/cm²)		
	f_y	f_s	E
ø 3,4	5.808	6.065	1.836.000
ø 2,7	6.486	6.692	1.946.000
ø 2,2	6.559	6.616	1.944.000
ø 2,0	6.526	6.658	1.961.000

Fig. 6.

ENSAYOS P.O.T. DE ALAMBRES ø 3,4 mm.

PROBETA Nº	$N_{máx.}$ (kp)	$\tau_{máx.}$ (kp/cm²)	FORMA DE ROTURA
1	124	68,3	DESLIZAMIENTO
2	102	56,2	id.
3	102	56,2	id.
4	124	68,3	id.
5	95	52,3	id.

Fig. 7.

TRANSFORMACION DE ARMADURA PASIVA (EJEMPLO)

SECCION VIGA-5

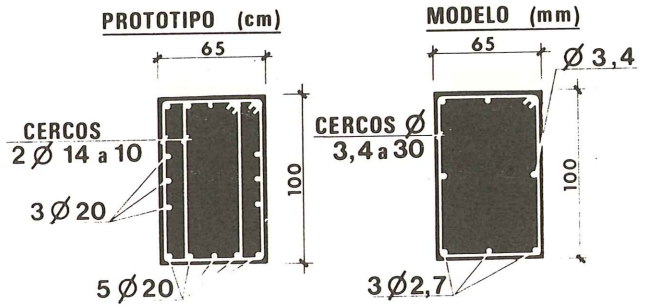


FIG. 8 (a)

TRANSFORMACION DE ARMADURA PASIVA (EJEMPLO)

SECCION VIGA-6

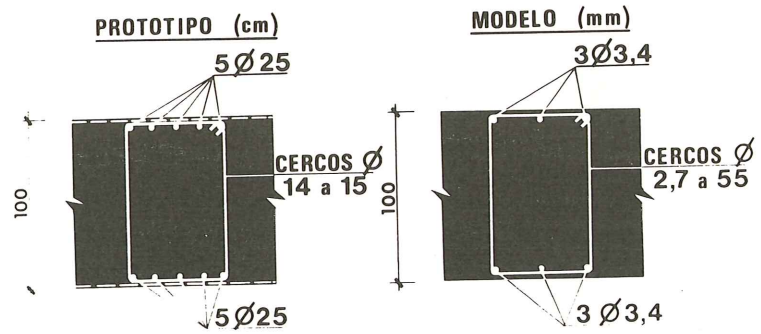


FIG. 8 (b)

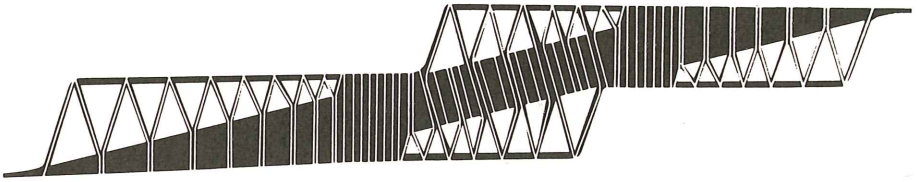
ARMADURA ACTIVA

PROTOTIPO		MODELO		ERROR (%)
DESIGNACION	CARGA DE ROTURA	DESIGNACION	CARGA DE ROTURA	
2 Tendones 12T15	555,2	1 Cordón 5/16" (1)	7,031	+ 26
3 Tendones 12T15	832,8	1 Cordón 3/8"	9,525	+ 14
4 Tendones 12T15	1110,4	1 Cordón 7/16"	12,701	+ 14

(1) En algunas zonas se sustituye por Barra ø12 AE 50
VALORES GARANTIZADOS EN TONELADAS

FIG. 9

TRAZADO DE CORDONES DE PRETENSADO DEL MODELO



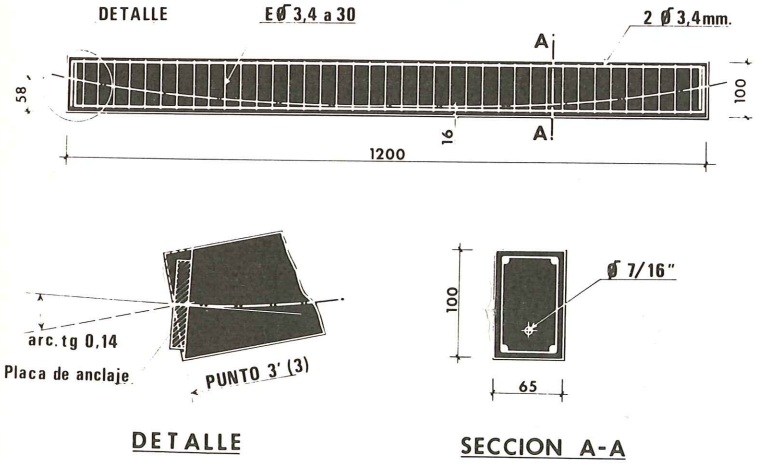
PLANTA



ESQUEMA - I ESQUEMA - II

FIG. 10

ENSAYO PREVIO



DETALLE SECCION A-A

FIG. 11

ENSAYO PREVIO

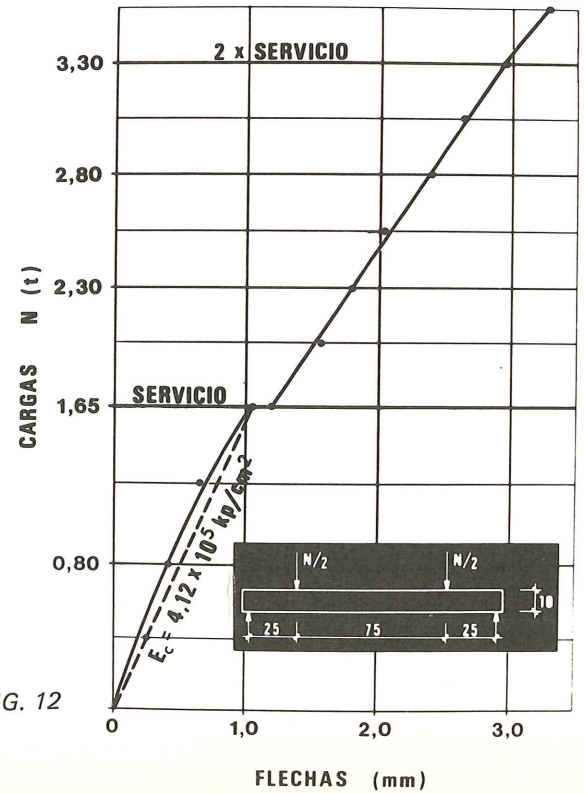


FIG. 12

3.3. Armadura activa

Las armaduras activas, postesadas, previstas en el Proyecto eran tendones 12T15, disponiéndose en cada una de las vigas transversales que forman el tablero 2, 3 ó 4 tendones. En la Fig. 9 pueden compararse los cordones que constituyeron la armadura activa del modelo con los del Prototipo. El error cometido al hacer esta transformación, expresado en términos de cargas de rotura garantizadas, es, en casi todos los casos, del 14 por 100 y del lado de la seguridad (fotografías núms. 6, 7 y 8 y Fig. 10). En la transformación de la armadura formada por 2 tendones 12T15 (un cordón de 5/16" en el modelo) se cometía un error mayor, que afectaba, sin embargo, a un pequeño número de vigas transversales.

3.4. Varios

Una vez definida la transformación anterior y estudiado el trazado de los cordones fue preciso diseñar nuevamente los anclajes, para disponer terminales STUP (sistema Freyssinet). En algunas zonas de losa existe un pretensado transversal, adicional al procedente de las vigas, y no existía espacio suficiente para la operación de postesado, con suficiente comodidad. Por este motivo se emplearon, en estos casos, barras roscadas ϕ 12 mm, puestas en tensión empleando una llave dinamométrica.

Todas las armaduras serían postesadas, por lo que se alojaron en vainas de material plástico con corrugas, de 15 mm de diámetro, como las utilizadas en el trazado de líneas eléctricas flexibles.

Para conseguir la adherencia entre los cordones tesados y el hormigón del tablero se adoptó, como más conveniente, la inyección con resina epoxi de las vainas. La formulación de la resina fue propuesta por Freyssinet y estudiada de forma que tuviese la fluidez suficiente para realizar la inyección, con un número reducido de purgas, a través de los terminales de anclaje, sin dispositivos especiales.

4. ENSAYO PREVIO DE UNA VIGA

Con objeto de poder estudiar el proceso de ejecución previsto para el modelo y poner a punto el instrumental de medida y los elementos de puesta en carga, se realizó el ensayo a flexión de una viga de la misma sección que las que constituyen el tablero (55 X 100 mm) con longitud total de 1.200 mm y 1.000 mm entre ejes de apoyo (Fig. 11 y fotografía 21).

Los resultados obtenidos se resumen en la Fig. 12.

5. CONSTRUCCION DEL MODELO

Una vez construídas las vigas de apoyo sobre muros de fábrica, se dispuso el tablero de encofrado de fondo y se realizaron las operaciones de replanteo. Los encofrados de los costeros de las vigas se realizaron con porexpán.

La fabricación del microhormigón se realizó en una turboamasadora TEKA, de eje vertical, en amasadas de 350 litros. El vertido y puesta en obra fue contínuo, hormigonándose todo el tablero sin juntas.

Para la compactación se emplearon vibradores de aguja de 25 mm de diámetro, con un dispositivo especial para poder compactar las zonas con mayor densidad de armaduras. El

INTRODUCCION DEL PRETENSADO

ETAPA DE TESADO	% DEL PRE-TENSADO FINAL	% DEL PESO PROPIO FINAL
0	0	10
1.a	20	10
1.b	20	40
2.a	50	40
2.b	50	100
3	100	100

FIG. 13

ELEMENTOS DE CARGA

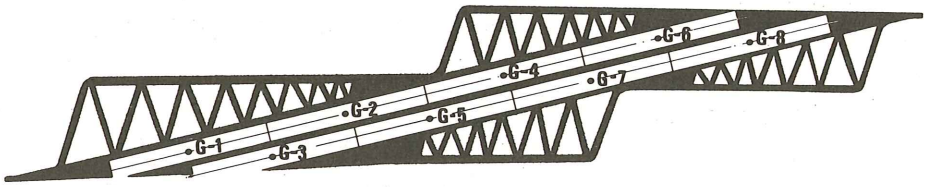


FIG. 14

CAPTADORES DE DESPLAZAMIENTOS

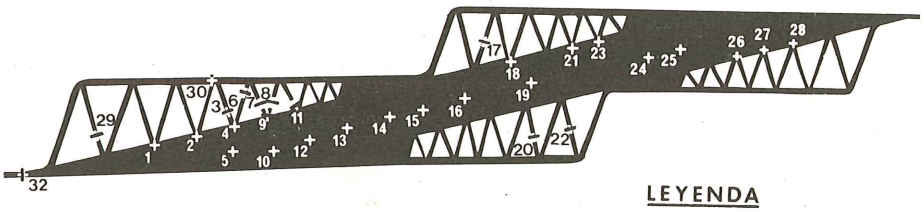


FIG. 15

LEYENDA

1 a 10 y 30-LVD,T

11 a 29 y 32-COMPARADORES

BANDAS EXTENSOMETRICAS

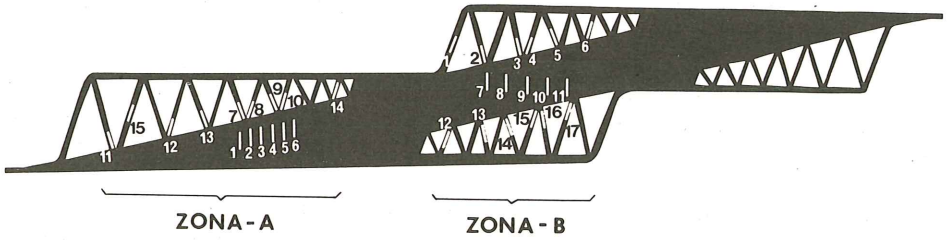


FIG. 16

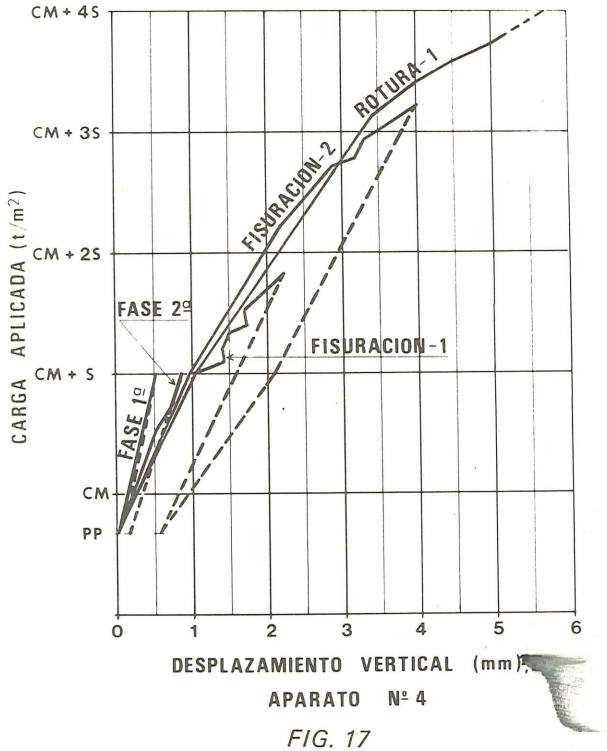


FIG. 17

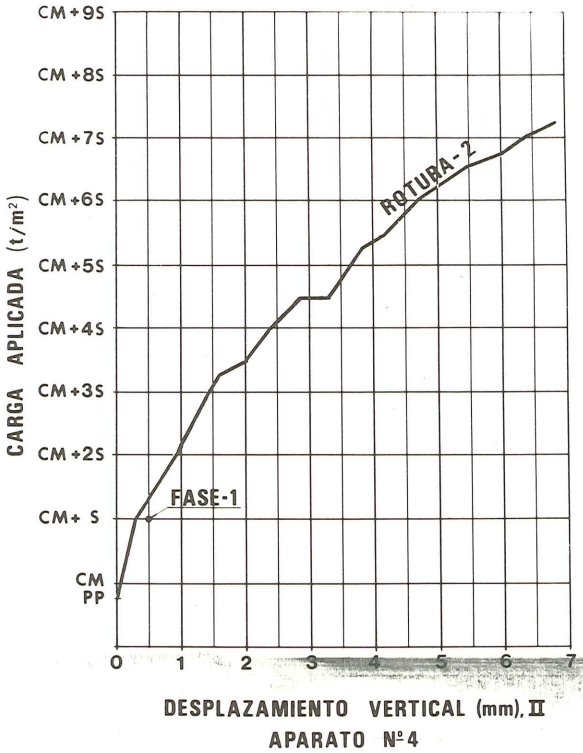


FIG. 18

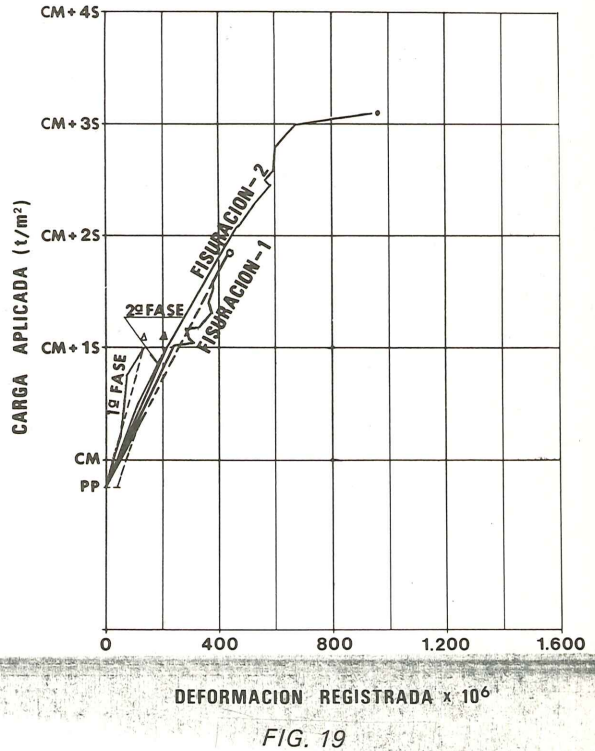


FIG. 19

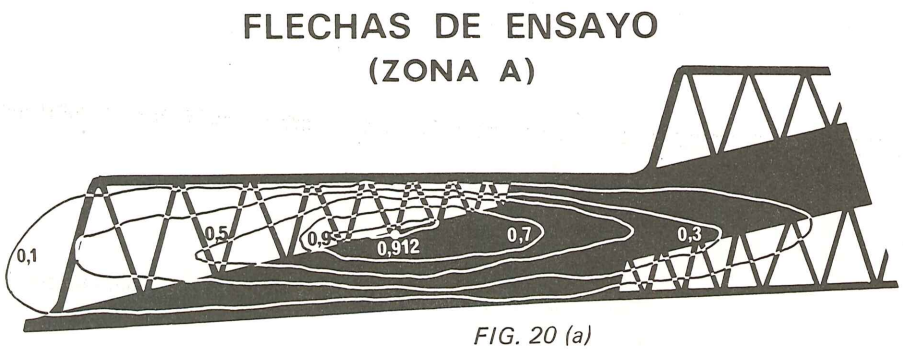


FIG. 20 (a)

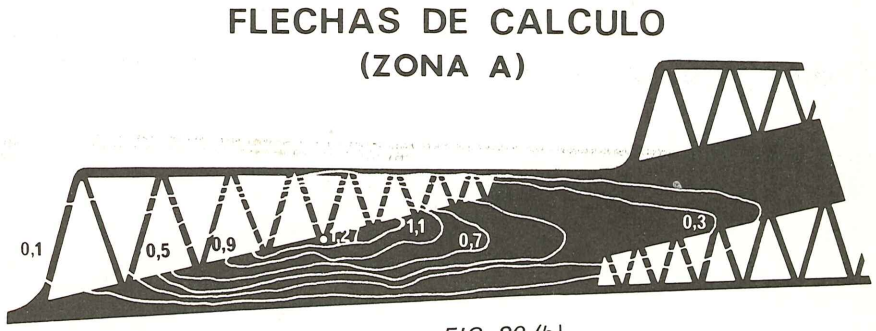


FIG. 20 (b)

curado, manteniendo húmedo el hormigón, comenzó inmediatamente después del hormigonado, cubriéndose el tablero mediante una arpillera que se mantuvo contínuamente humedecida hasta el comienzo del desencofrado del fondo y descimbrado.

Durante las operaciones de descimbrado y tesado las tensiones producidas en la estructura del modelo no son iguales a las del prototipo. En efecto, como ya hemos visto, las cargas de peso propio se reproducen, en este caso, a escala 10^{-3} (1:1.000) con lo que dichas tensiones resultan 1/10 de las correspondientes en el prototipo. En consecuencia, debía estudiarse cuidadosamente la introducción del pretensado de forma que no se produjeran daños en el modelo. Para ello debían suplementarse las cargas de peso propio hasta alcanzar el peso, a escala de cargas (1:100), del prototipo. Es decir, aumentando hasta 10 veces el peso propio del modelo.

El programa de tesado se estudió limitando los valores de las tensiones de tracción que aparecen en cada escalón de incremento de la fuerza de tesado o del peso propio (Fig. 13. Fotografías 18 y 19).

Además de controlar los alargamientos, y dada su pequeña entidad en relación con la penetración de cuñas, se dispusieron calzos entre los barriletes y las placas de anclaje. Estos calzos, hasta de 0,2 mm, tenían la forma adecuada para permitir realizar la inyección a través del conjunto del terminal de anclaje.

Como queda dicho, las operaciones de tesado e inyección con resina epoxi fueron realizadas por Freyssinet. En el momento de realizar el tesado la estructura debería estar sometida a cargas exteriores (correspondientes al peso propio) hasta el momento de su ensayo.

6. INSTRUMENTACION DEL MODELO

6.1. Elementos de carga

Los elementos de carga, utilizados desde el momento de realizar el tesado como se indicaba más arriba, forman parte del instrumental de ensayo. A estos efectos se dispuso de tres grupos bomba con sus correspondientes manómetros y gatos actuando sobre 8 puntos de carga fijos repartidos en la superficie de la losa del tablero. En las distintas fases de ensayo se dispusieron gatos hidráulicos de diferente capacidad, con objeto de disponer siempre de un nivel de precisión aceptable. Así, se utilizaron gatos de 10 t, 20 t y 30 t de carga máxima. Las cargas se transmitían isostáticamente a dos bandas contínuas, según los ejes de las dos vías del ferrocarril, de 300 mm de anchura, mediante placas de acero apoyadas sobre la losa por intermedio de placas de neopreno de 2 mm de espesor (Fig. 14).

Había que materializar, además, la carga correspondiente al estado de "Peso Propio" (9 veces el peso propio del modelo) en las zonas de vigas o de aligeramiento de la losa. Esto se realizó mediante contrapesos formados por piezas cilíndricas de hormigón de 15 X 30 cm.

Las cargas de los gatos se transmitían a dos vigas contínuas de reacción, sustentadas por 5 puentes anclados a la losa de ensayos (fotografías núms. 11, 12 y 13).

Puesto que las cargas debían mantenerse constantes, a pesar de las deformaciones que experimentara el tablero y fundamentalmente no descender nunca por debajo de las correspondientes al estado "peso propio" se dispusieron tornillos de seguridad en los gatos y dos puntales metálicos de altura regulable por cada uno de ellos. Tras finalizar la operación de tesado y periódicamente, se revisaba la presión en los circuitos hidráulicos y se corregían las desviaciones.

Tras la realización de la inyección el ensayo se ajustó al siguiente programa.

FASE 1. Carga de Servicio en gato G.1.

FASE 2. Carga de Servicio en zona A (gatos G.1, G.2, G.3 y G.5).

FASE 3. Carga de Servicio en zona B (gatos G.4, G.6, G.7 y G.8).

FASE 4. Fisuración en zona A (análoga a la fase 2, incrementando la carga hasta 3,20 veces la sobrecarga de uso).

FASE 5. Fisuración en zona B (análoga a la fase 3, incrementando la carga hasta 3,20 veces la sobrecarga de uso).

FASES 6 y 7. Se llegó a agotar la capacidad de los gatos de 20 t en las zonas A y B.

FASE 8. Rotura, con el esquema de cargas previsto en fase 1 y aumentando a 60 t la capacidad de carga.

6.2. Aparatos de medida

De acuerdo con el esquema representado en la Fig. 15 se dispusieron captadores inductivos de desplazamiento (LVDT) de 10^{-4} mm de apreciación, en los puntos de medición más significativos, registrando sus lecturas mediante un equipo Hewlett Packard 3050. En los restantes puntos de medida de desplazamientos verticales (flechas) se dispusieron aparatos mecánicos de 25 mm de recorrido y 10^{-2} mm de apreciación.

Además, se dispusieron bandas extensométricas, simétricamente en fibras superior e inferior de las secciones de medida, de acuerdo con el esquema de la Fig. 16. Su lectura se realizó mediante un puente electrónico TOKKIO SOKKI, con capacidad para lectura simultánea de 48 canales.

La disposición de aparatos de medida puede observarse en las fotografías núms. 9, 10, 14, 15, 16 y 17.

7. BREVE RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE ENSAYO

No se pretende dar aquí una relación, siquiera restringida, de los resultados del ensayo ni de su interpretación, sino una somera idea de la posible utilidad de los datos obtenidos, independientemente de la experiencia adquirida por la construcción del modelo.* Antes de pasar a exponer una muestra de dichos resultados, cabe indicar que no se produjeron daños observables durante la construcción del modelo y que pudo apreciarse visualmente la fisuración y el comienzo del agotamiento del hormigón en rotura.

En las Figs. 17 y 18 se han representado las flechas medidas en los sucesivos escalones de carga de cada fase del ensayo en el punto en que se había previsto la máxima deformación.

En la Fig. 19 se representa de forma análoga, la evolución de las deformaciones unitarias en la sección más próxima al punto anterior.

---

* Se observó el ascenso de un apoyo durante la construcción. Para controlar este movimiento se dispuso un nuevo aparato de medida marcado en la Fig. 15 con el número 32.

Finalmente, en la Fig. 20 aparece un resumen de las deformaciones verticales del tablero bajo carga de servicio en la zona A. A este dato debe añadirse, en base a los ensayos de control del hormigón y al comportamiento de la viga ensayada previamente a flexión, que el módulo de deformación con que se comportó el hormigón debe ser del orden de 500.000 Kp/cm^2.

No nos queda más que agradecer la colaboración de las muchas personas y sociedades que han participado en la realización del ensayo. Con el habitual temor a algún olvido citamos al laboratorio de Estructuras de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid, al equipo de Freyssinet, a los autores del Proyecto y, personalmente, a Juan Moreno Torres que nos prestó su asesoramiento, no sólo técnico, sino en muchas cuestiones de realización práctica.

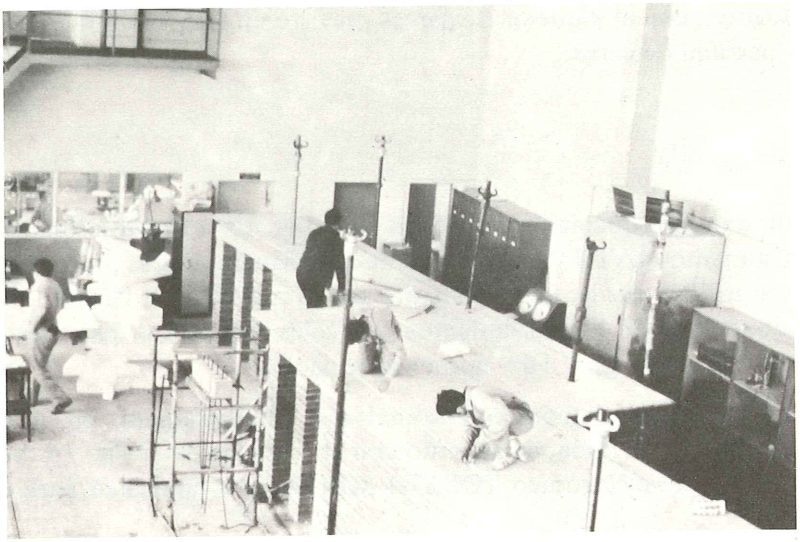


Foto 1.

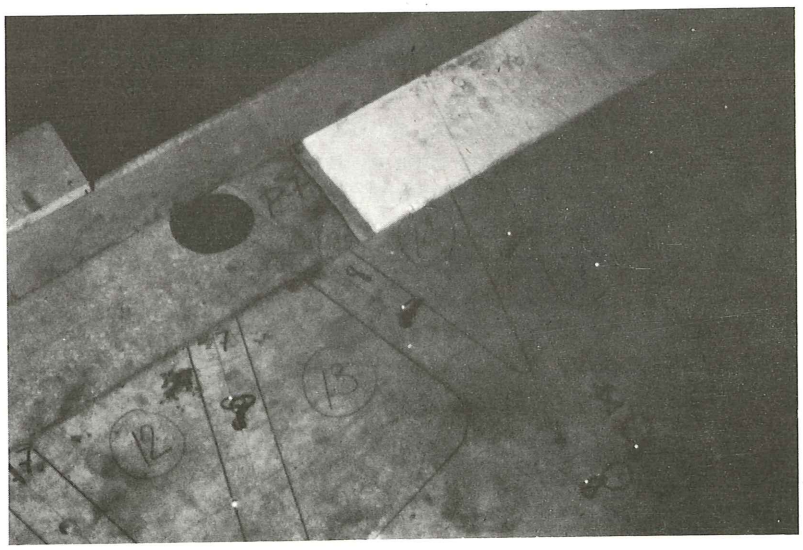


Foto 2.

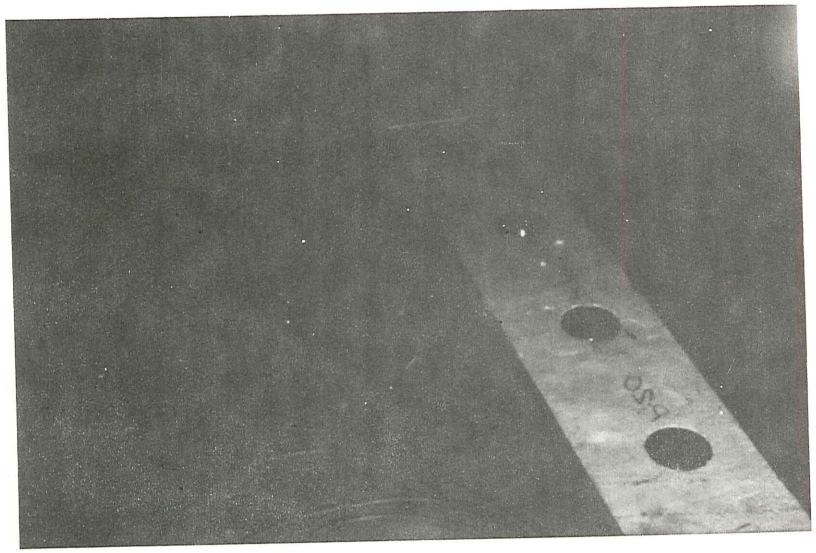


Foto 3.

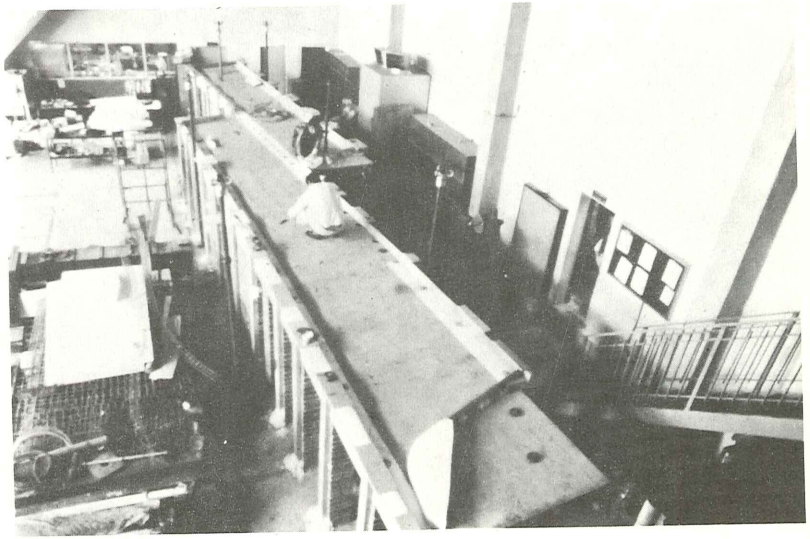


Foto 4.

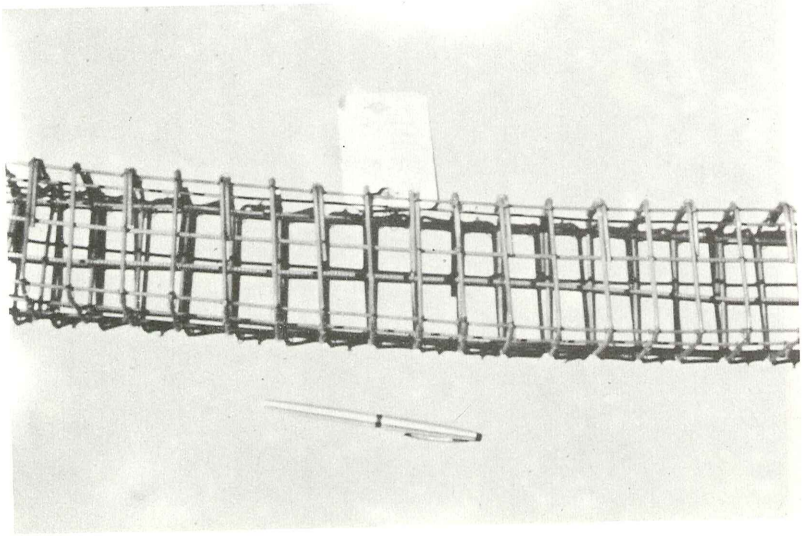


Foto 5.

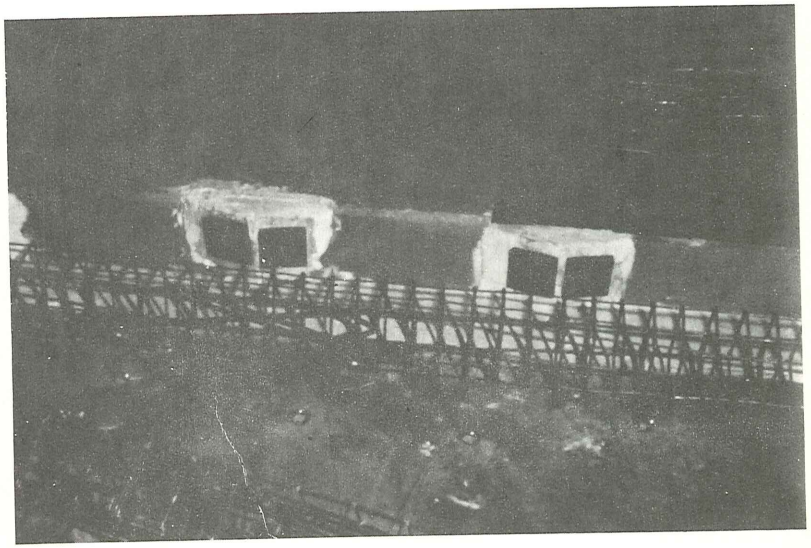


Foto 6.

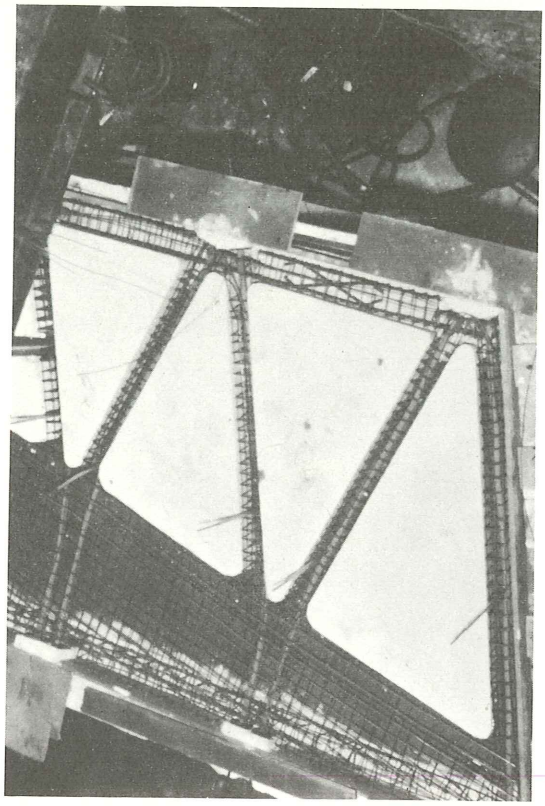


Foto 8.

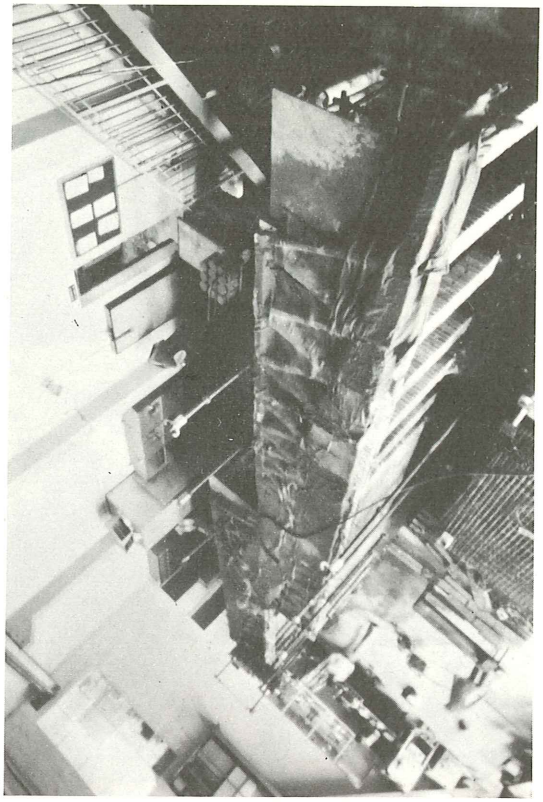


Foto 10.

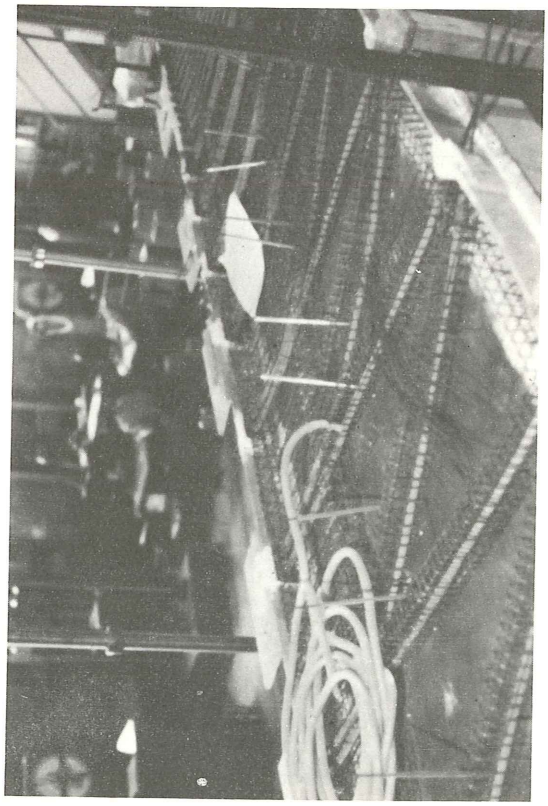


Foto 7.

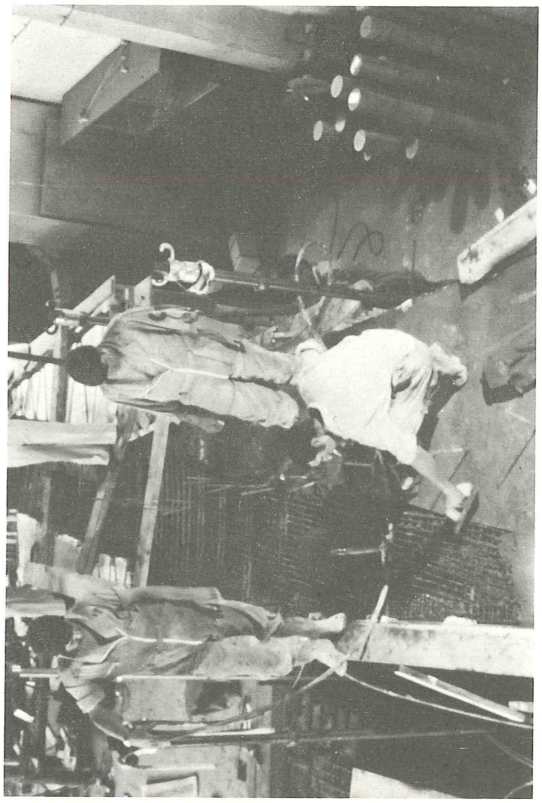


Foto 9.

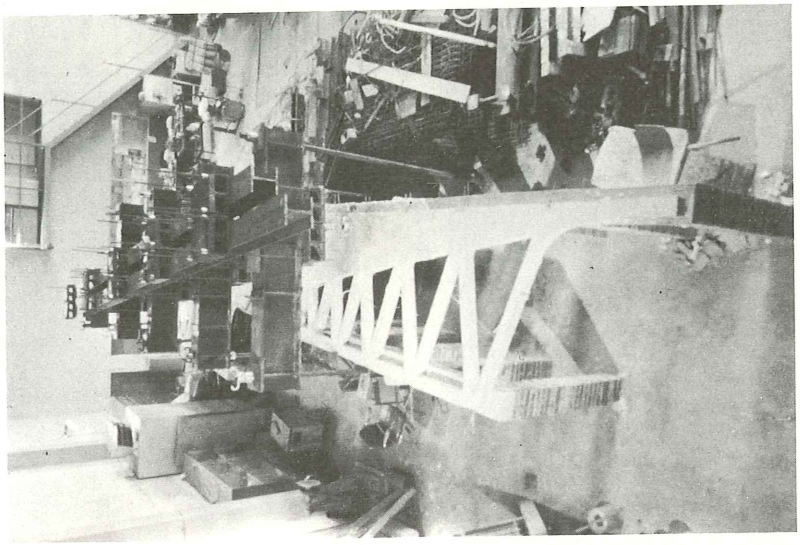


Foto 12.

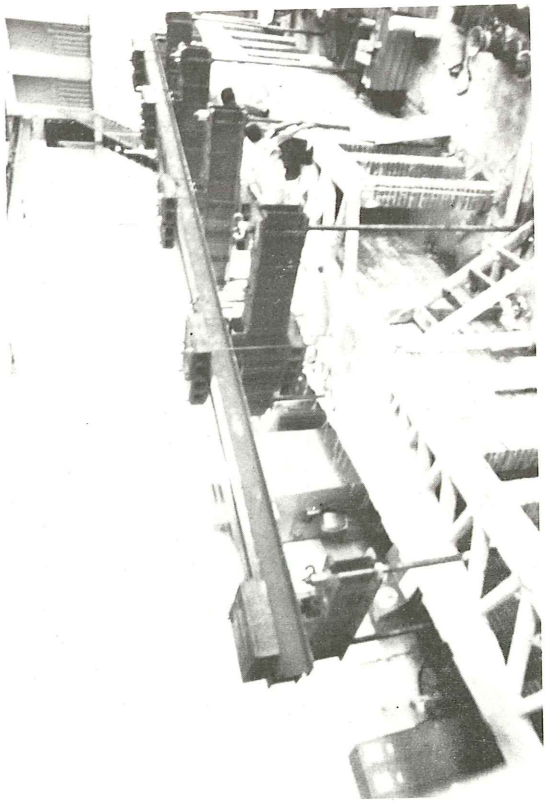


Foto 11.

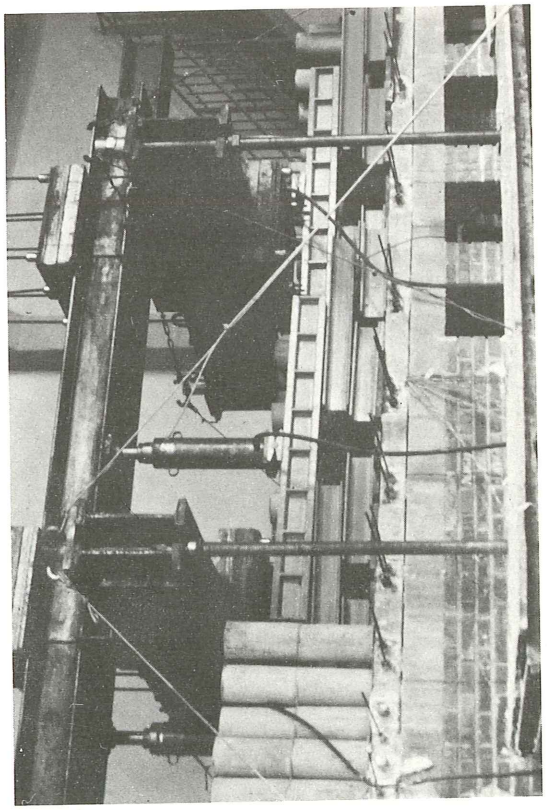


Foto 13.

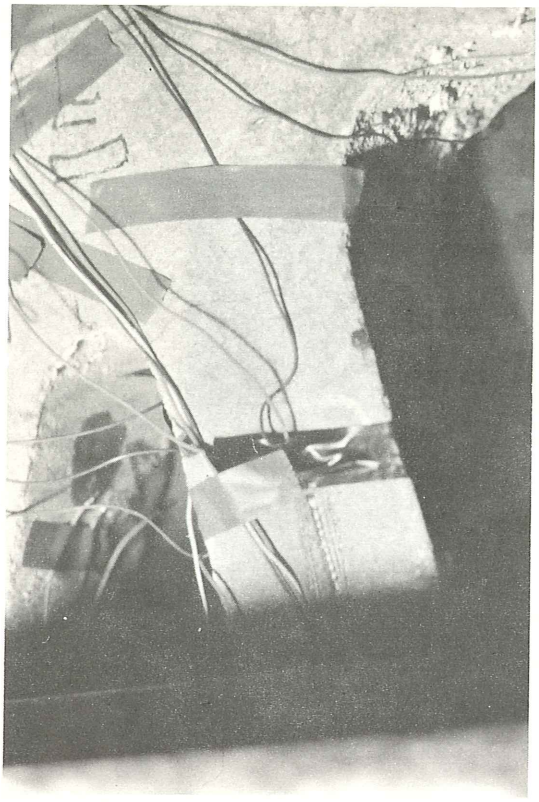


Foto 15.

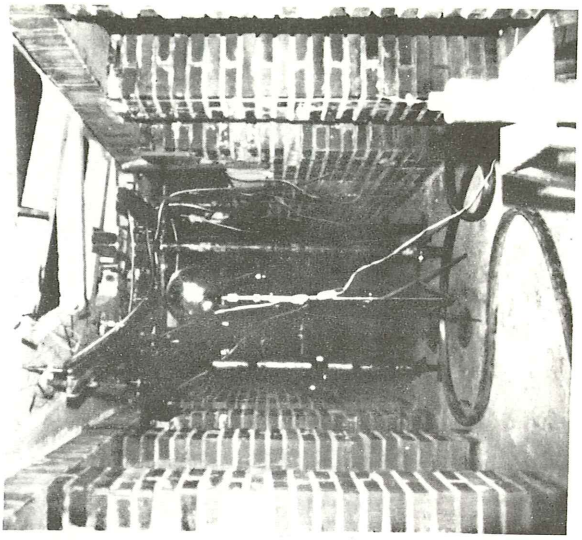


Foto 17.

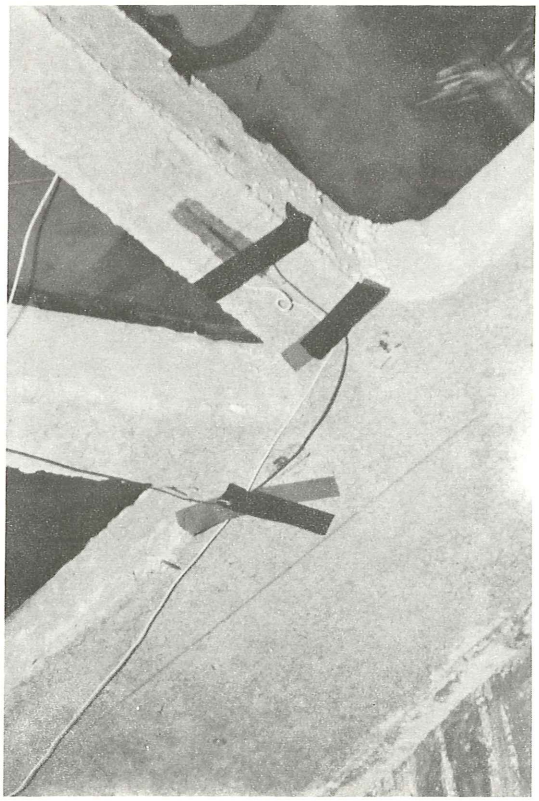


Foto 14.

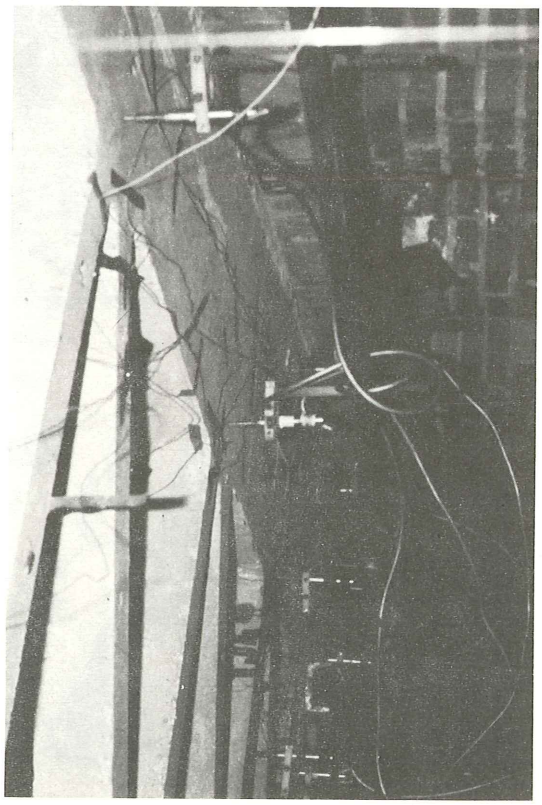


Foto 16.



Foto 18.

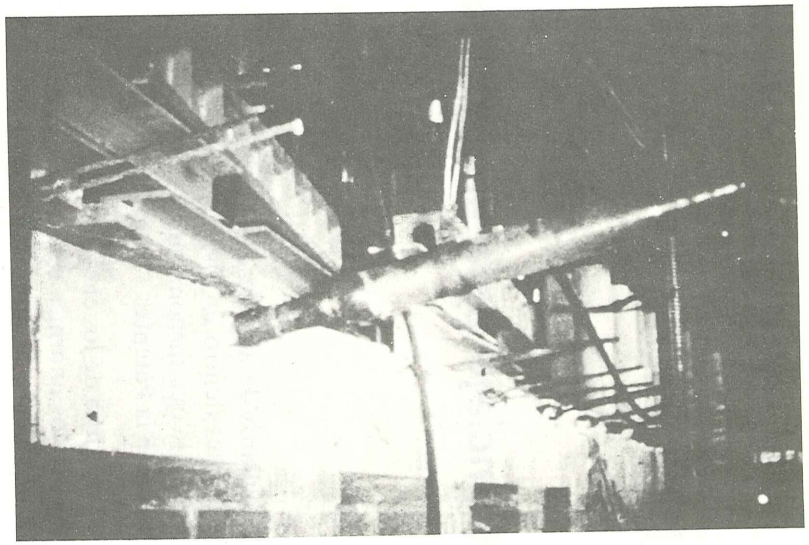


Foto 19.

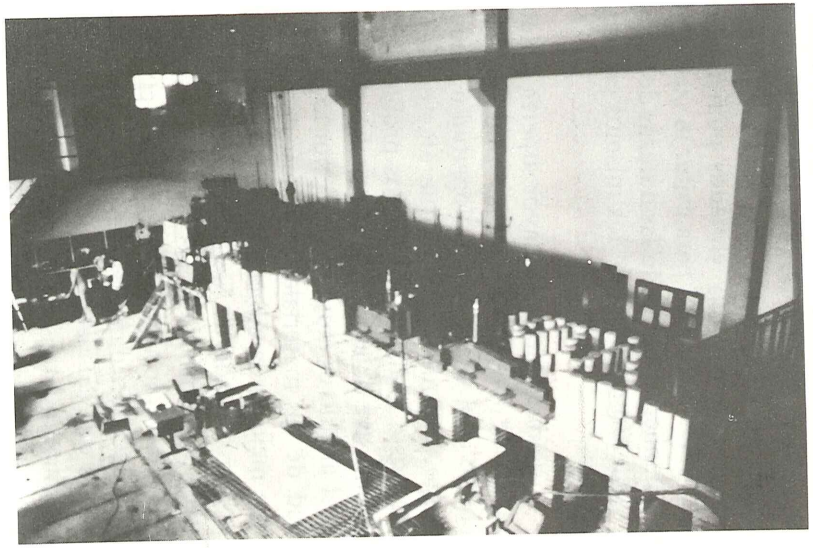


Foto 20.

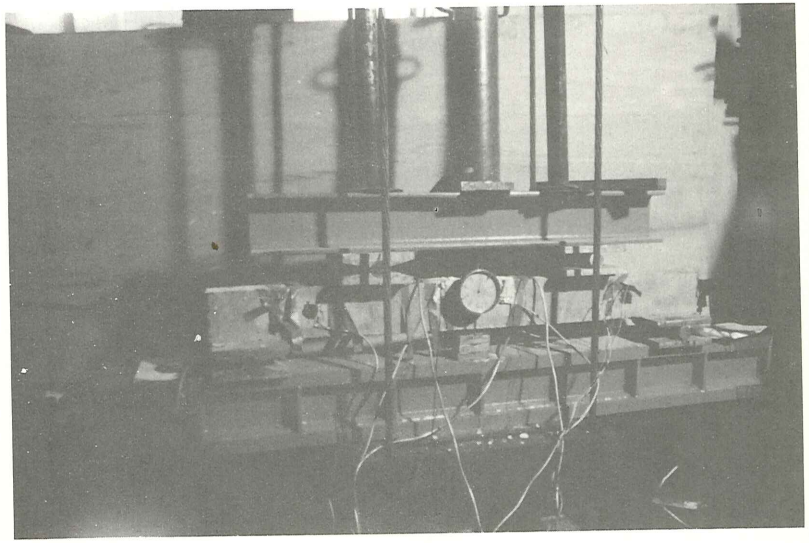


Foto 21.

Nuevo sistema de anclaje para armaduras postesas.

Ricardo Barredo

Una vez más ocupo vuestra atención para hablaros de anclajes. Reflexionando sobre éstos, encuentro que pueden hacerse algunas variaciones dentro de los mismos que mejoren algunas de sus condiciones. Dada la escasez de tiempo de que disponemos, voy a limitarme a señalar las razones que he expuesto para la concesión de la Patente:

La fijación de cables y barras que formen la armadura de los elementos resistentes postensados ha tenido siempre serios inconvenientes por los enormes esfuerzos tractores que entran en juego; dichos inconvenientes se agudizan cuando la armadura consta de varios elementos tractores agrupados. Actualmente existen diversos tipos de anclajes para armaduras, especialmente anclajes para armaduras de acero, basados en principios diferentes, siendo uno de los grupos de estos anclajes aquellos en que la fuerza de retención se realiza mediante el acuñamiento de diferentes piezas creando esfuerzos transversales que originan el enclavamiento y retención. En este tipo de anclajes, los esfuerzos transversales que se producen son de valores muy elevados pudiendo incluso llegar a producir algún tipo de daño en las secciones del acero, para evitar lo cual se han buscado soluciones modificando los ángulos de acuñamiento, variando las durezas de los materiales, variando la plasticidad, deformabilidad, o indeformabilidad de los mismos en proporción al elemento mecánico que había de ser retenido.

Para alcanzar la mayor superficie de contacto con las armaduras a retener, todos los sistemas de anclaje por cuñas estan formados por elementos cónicos con generatrices rectas con lo cual se aumenta la longitud de unión entre los distintos elementos del anclaje. Sin embargo, esta distribución que efectivamente disminuye las presiones unitarias sobre los elementos a anclar crea diversos problemas entre los cuales figuran: La disminución del poder de arrastre de la cuña móvil si el ángulo es muy abierto; el mayor esfuerzo sobre las unidades si el ángulo es muy cerrado, por lo que se busca el intermedio con la colaboración de la calidad de los materiales, e incluso la creación de canales o acanaladuras de diferentes formas que mejoren la adherencia o la retención de los materiales, así como incluso en muchos casos un dentado de la superficie de contacto que mejoren el poder de retención. Cada uno de estos elementos, a la vez que proporcionan una ventaja, plantean serios inconvenientes que pueden llevar a un deslizamiento del total de las armaduras o de alguna parte de ellas, o bien producen un daño de tipo permanente en alguna de sus unidades. Uno de los puntos más graves que se suelen presentar en los anclajes por cuñas, aparece en la zona donde el cable y la armadura tensada penetra en el elemento de anclaje, parte delantera de la cuña, puesto que produce una brusca transición entre un elemento que esta tensado pero sin ninguna compresión transversal y un elemento que para poder ser retenido se le aplica una violenta presión transversal.

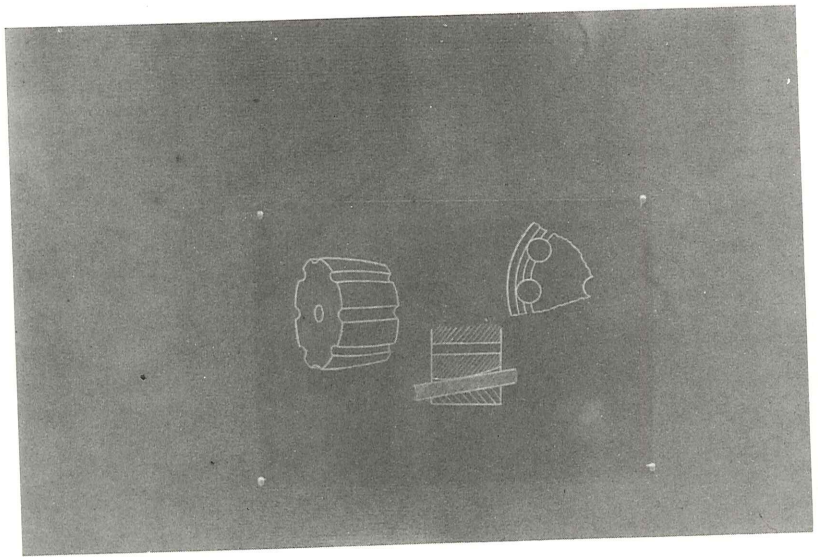


Fig. 1.

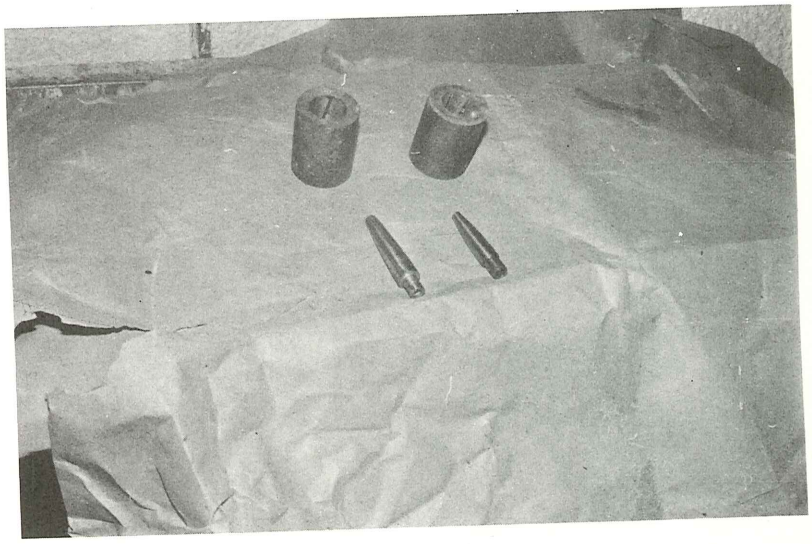


Fig. 2.



Fig. 3.

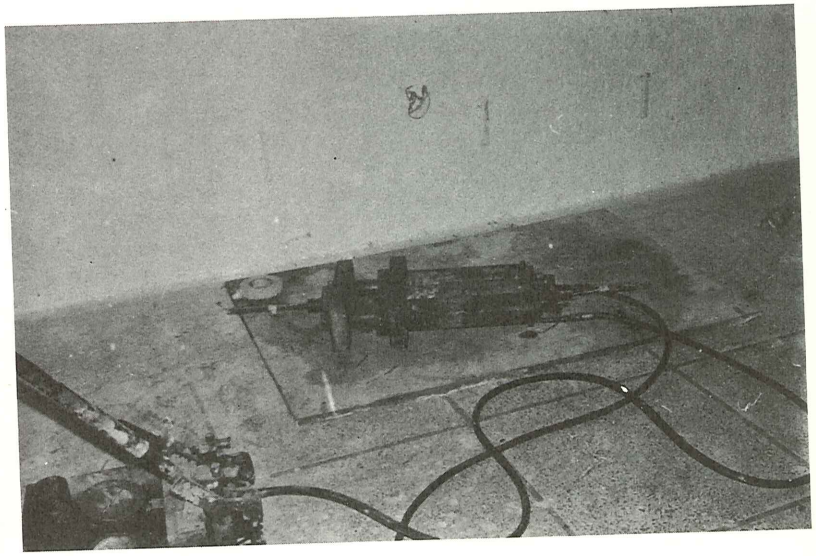


Fig. 4.



Fig. 5.

Mediante el presente registro se introduce un nuevo perfeccionamiento en el sistema de anclaje de los elementos tractores consistente en una nueva cuña cuya forma permite obtener ventajas tanto de los ángulos pequeños para obtener la fuerza de arrastre inicial necesaria, como de los ángulos más abiertos para conseguir realizar la retención sin unas grandes presiones transversales mejorando además, totalmente la condición de las armaduras a la salida del anclaje por quedar prácticamente eliminadas en ese punto las compresiones transversales.

Para conseguir esto, se adopta una cuña troncocónica cuya generatriz presenta una curvatura convexa, de tal manera que en la cabeza posterior de la cuña existe la zona de ángulos menores que permiten el arrastre de las armaduras sin necesidad de unos grandes esfuerzos de presión; esta cuña construida en material indeformable aprieta las armaduras contra un casquillo exterior con un taladro troncocónico de generatriz recta y de un materia más deformable, cuya dureza debe ser proporcionada al material de las armaduras que se vayan a anclar, en tal forma que una vez conseguida el arrastre de la cuña interior por la fricción en la zona de pequeño ángulo y obtenido el contacto en esa parte con el cono interior del casquillo exterior, se produzca por deformación de éste un acanalamiento en el mismo que va permitiendo la entrada en contacto progresivamente de la parte delantera de la armadura, pero de tal forma que ese contacto no se produce de manera brusca en cuanto a la transición de esfuerzos, sino que, por la forma de la cuña se va produciendo de manera paulatina, pasando de cero en la parte delantera de la cuña al valor total en la parte posterior; con esto se va creando en la parte delantera del taladro cónico del anillo exterior la superficie de apoyo con un ángulo mayor que el que tiene en la parte posterior y que permite realizar la retención de estas armaduras sin grandes esfuerzos transversales, toda vez que la capacidad de arrastre creada por la zona del ángulo pequeño es suficiente para que la cuña acompañe a las armaduras en el avance progresivo de enclavamiento.

Con el fin de facilitar la mejor interpretación del invento, en los dibujos adjuntos, complementarios de la presente exposición, se representa una forma práctica del invento que se incluye únicamente con carácter meramente informativo y no limitativo del mismo.

En los citados dibujos, la figura 1 muestra en perspectiva una corona de acuñamiento para ocho cables, realizada de acuerdo con el invento.

En la figura 1 se muestra una sección del dispositivo de fijación de los cables en el que se incluye la corona citada. Y la cuña donde pueden apreciarse las condiciones que antes se han expuesto, aunque como es natural, no corresponden a dimensiones reales.

En las demás fotografías, y con poco detalle por su tamaño, mostramos algunos detalles de este nuevo tipo de anclaje y de las pruebas realizadas hasta el momento.

Expresiones analíticas para fenómenos diferidos del hormigón.

F. del Pozo Vindel
Dr. Ing. de Caminos

La mejora constante en los procesos constructivos que ha venido experimentando la técnica del hormigón pretensado y la gran flexibilidad que esto ha representado a la hora del diseño de las estructuras ha conducido en los últimos tiempos a una gran proliferación de las mismas, cuyo esquema resistente durante la construcción resulta altamente evolutivo.

En este tipo de estructuras adquieren una gran importancia los fenómenos que como la retracción y la fluencia del hormigón varían con el tiempo. La evaluación de la intensidad del fenómeno en un instante determinado resulta por lo tanto necesaria para la determinación de los esfuerzos existentes en la estructura en las diversas fases de montaje y su evolución en la estructura en servicio.

La Instrucción EP-77 en sus artículos 35.8 y 35.9 proporciona expresiones que permiten evaluar la variación en el tiempo de las deformaciones en un elemento de hormigón debida a los fenómenos de retracción y fluencia respectivamente. Sin embargo, los métodos propuestos en los mencionados artículos presentan el inconveniente de estar basados en la obtención de los coeficientes de evolución temporal a partir de gráficos que aparecen en los comentarios al articulado. La creciente tendencia a la mecanización de este tipo de cálculos y el uso cada vez mas extendido de pequeños ordenadores con memorias centrales reducidas hacen poco aconsejable el empleo de este tipo de gráficos por el método tradicional de su almacenamiento en memoria en forma de tablas de valores. Resulta por lo tanto de gran utilidad la confección de expresiones analíticas que permitan la obtención de los coeficientes mencionados con la mayor precisión posible.

La determinación de expresiones que cumplen esta función es el objeto del presente trabajo. Se comentan a continuación los casos ya mencionados de la evolución en el tiempo de los fenómenos de retracción y fluencia.

El artículo 35.8 de la Instrucción EP-77 valora la deformación ϵ_{ts} en un elemento de hormigón debida a la retracción entre los instantes t_1 y t_2 según la expresión:

$$\epsilon_{ts} = [\beta(t_2) - \beta(t_1)] \cdot A_\rho = \epsilon_o$$

En esta expresión ϵ_o representa la deformación básica por retracción, cuyo valor depende de la humedad relativa del medio en que se halla la pieza considerada.

El factor A_ρ representa la influencia que en el fenómeno tiene la cuantía de armadura existente en la pieza. Este coeficiente depende de la mencionada cuantía y de la relación entre los módulos de elasticidad del hormigón y del acero.

Finalmente el término $[\beta(t_2) - \beta(t_1)]$ representa la evolución temporal del fenómeno entre los instantes t_1 y t_2.

Los valores de $\beta(t)$ están representados en el gráfico 1 y, como se puede apreciar, dependen del espesor ficticio de la pieza e función del área de su sección transversal, el perímetro en contacto con la atmósfera y la humedad relativa de la misma.

Para la evaluación analítica de esta función se propone la expresión:

$$\beta(t) = \frac{R_1 \, t^{1,6}}{(t + R_2)\,(t^{0,6} - 2,654)}$$

donde:

$$R_1 = -0,275 + \frac{2,142}{e^{0,2427}}$$

$$R_2 = 10\, e$$

Como se puede apreciar el valor de $\beta(t)$ es función del tiempo t expresado en días y de dos coeficientes R_1 y R_2 función del espesor ficticio e de la pieza expresados en centímetros.

En el gráfico 2 se han representado conjuntamente los valores obtenidos mediante la aplicación de la expresión propuesta y los valores correspondientes al gráfico de la Instrucción. Como puede apreciarse existe una gran concordancia entre las mismas. El error medio cometido al emplear la expresión propuesta es del orden del 3,5 por 100, que entra dentro de lo admisible al ser las de la Instrucción curvas experimentales.

En su artículo 35.9 la Instrucción EP-77 engloba dentro del término fluencia del hormigón todas las deformaciones diferidas, tanto elásticas como plásticas que dependen de la tensión y propone para su evaluación la expresión:

$$\epsilon_t = \varphi_t \frac{\sigma}{E_c}$$

Como se ve la deformación ϵ_t en un instante t depende de la tensión σ constantemente aplicada en el elemento, del módulo de deformación longitudinal del hormigón a los 28 días de edad E_c y de un coeficiente φ_t que representa la evolución temporal de la deformación por fluencia. El coeficiente φ_t toma los valores de la expresión:

$$\varphi_t = \varphi_o \, (\beta_t - \beta_j) + 0,4 \, \beta'_{t-j}$$

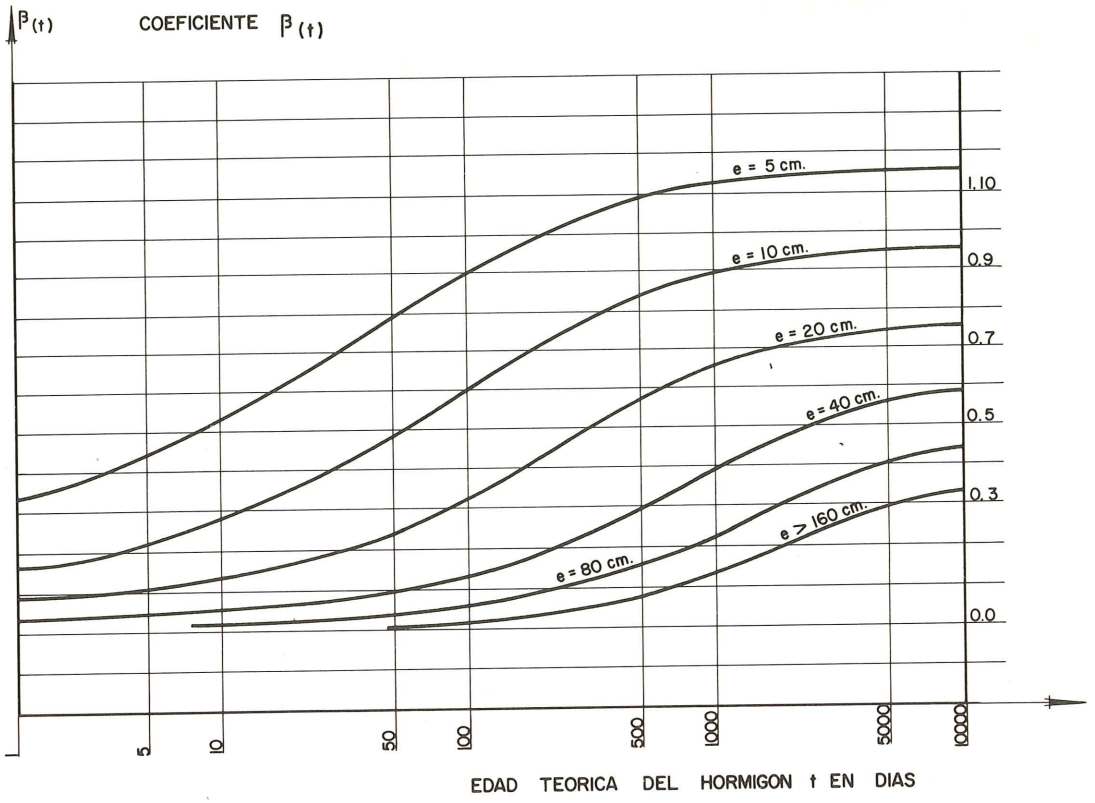


GRAFICO 1

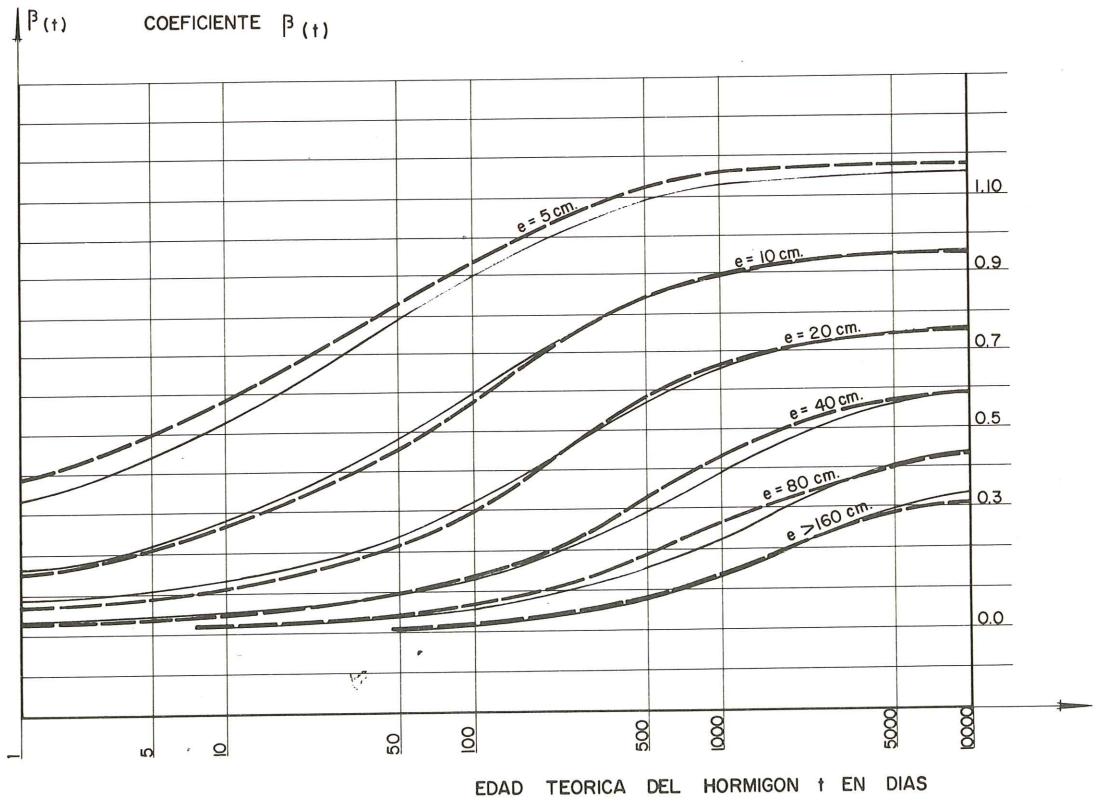


GRAFICO 2

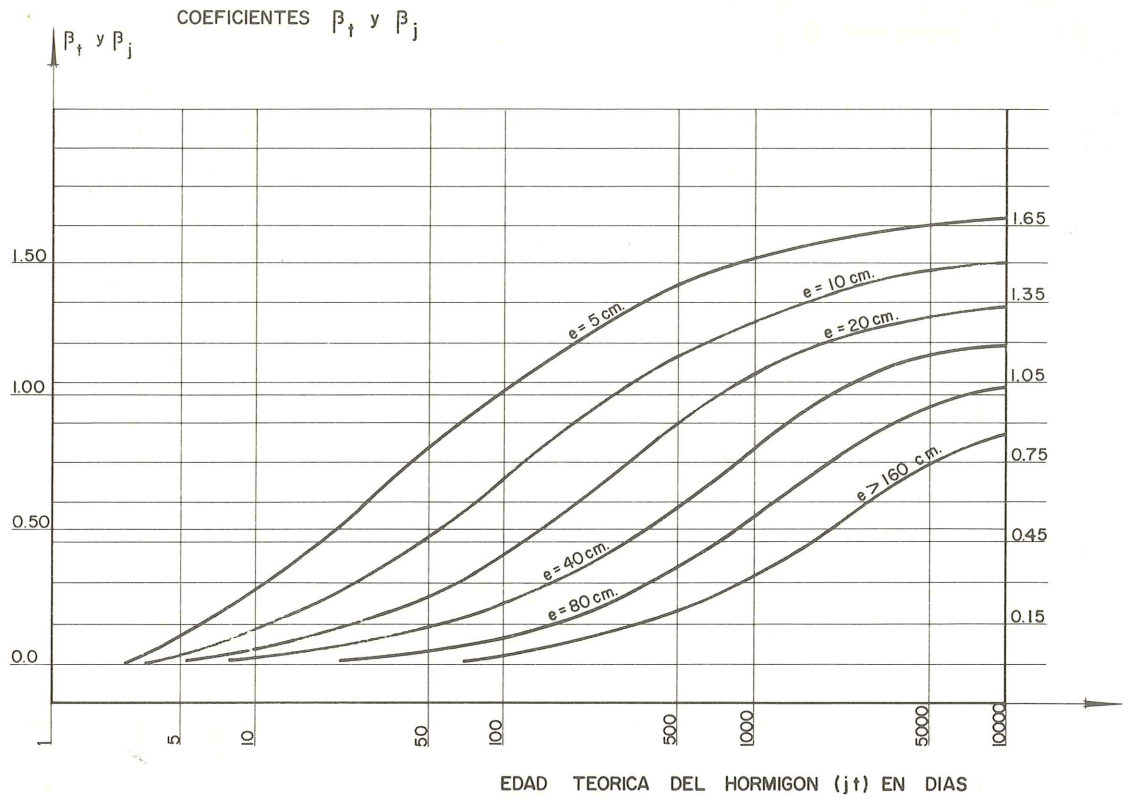


GRAFICO 3

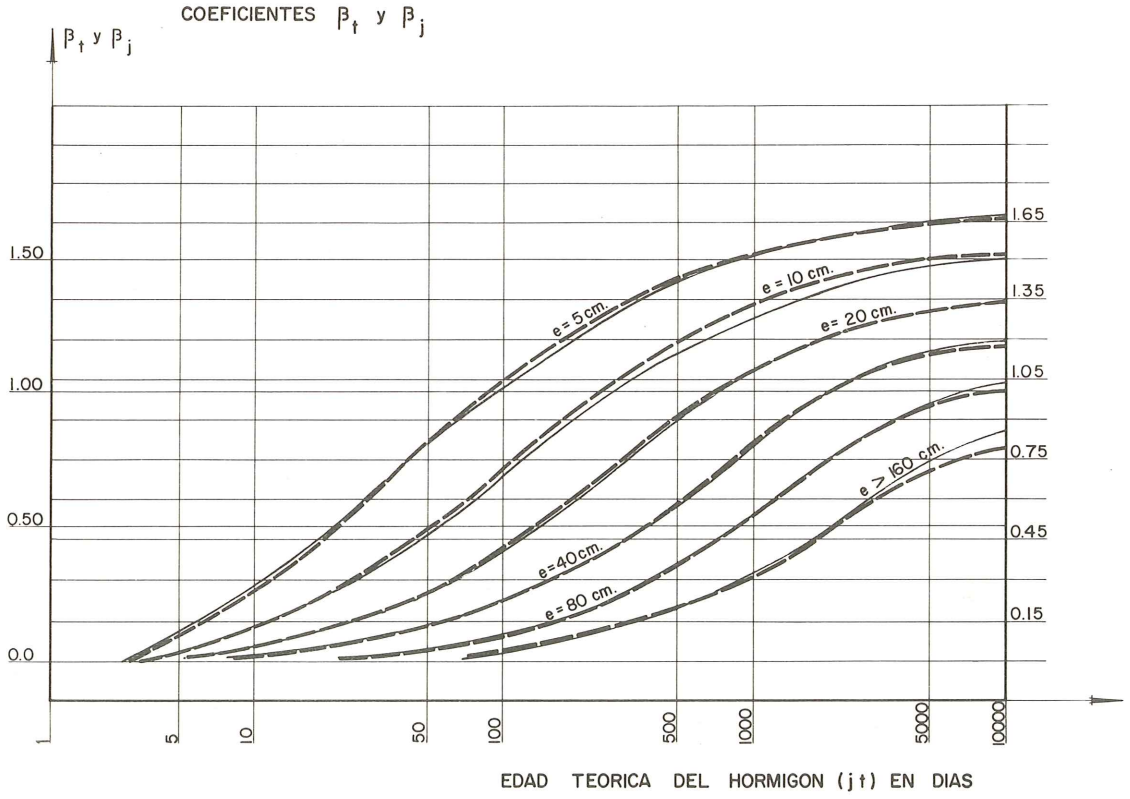


GRAFICO 4

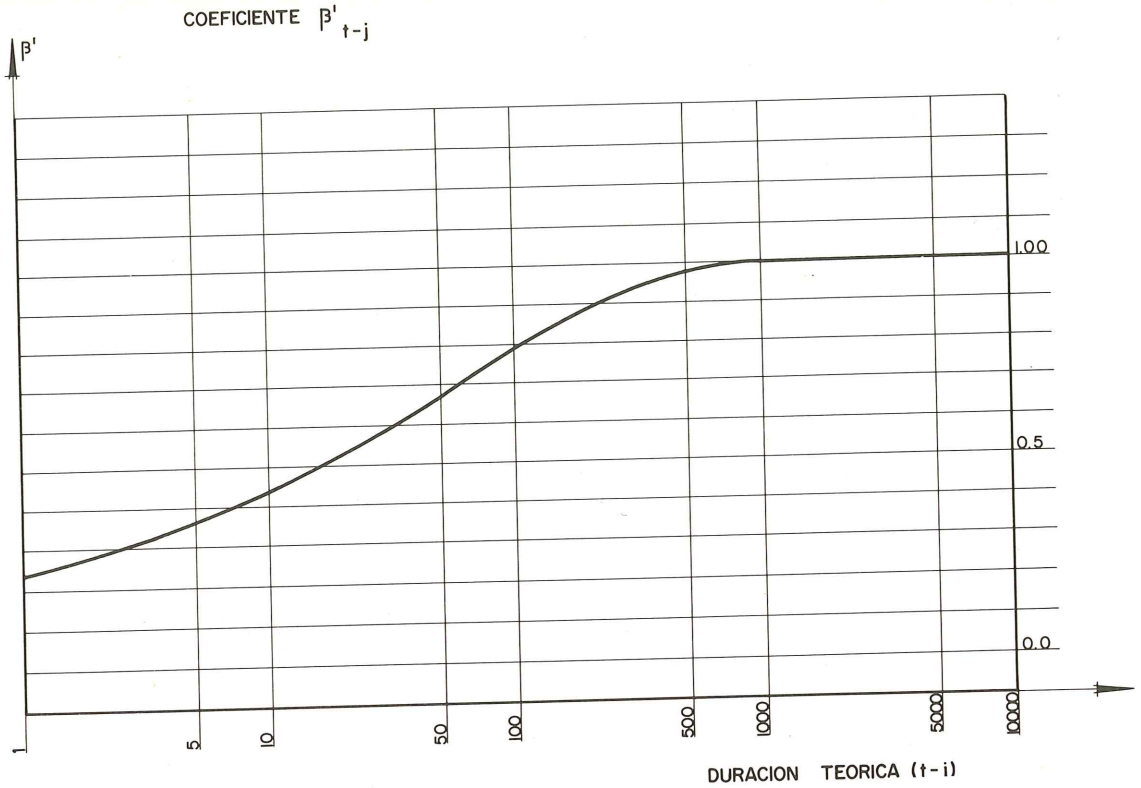


GRAFICO 5

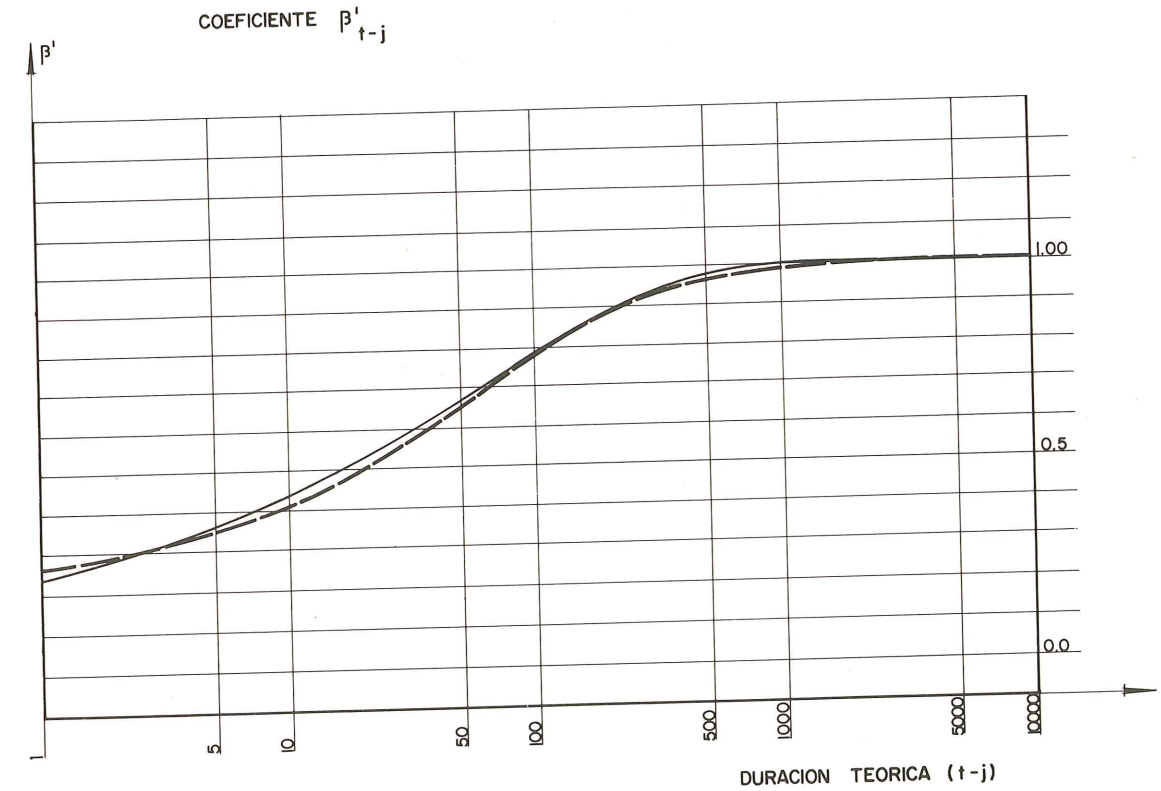


GRAFICO 6

Esta expresión consta de dos sumandos. El primero de ellos $\varphi_0 (\beta_t - \beta_j)$ corresponde a la deformación plástica diferida y depende del coeficiente básico φ_0 que es función de la humedad relativa del ambiente y del coeficiente temporal (β_t - β_j) que evalua la variación en el tiempo de las deformaciones plásticas. El segundo sumando $0.4\ \beta'_{t-j}$ corresponde a la deformación elástica diferida y depende del factor β'_{t-j} que cuantifica su evolución temporal.

En ambos casos los tiempos t y j vienen expresados en días a partir de la fecha de confección del hormigón, indicando t el instante para el cual se evalua la fluencia y j la edad del hormigón en el momento de la puesta en carga.

El gráfico 3 permite la obtención de los valores de la función β que expresan la evolución temporal de las deformaciones plásticas diferidas y que dependen de la edad del hormigón y del espesor ficticio e de la pieza.

Para la obtención analítica de los valores de esta función se propone la expresión:

$$\beta_t = \frac{F_1\ t}{t + F_2}$$

donde:

$$F_1 = 1{,}65 - 0{,}4983\ (\log e - 0{,}7)$$

$$F_2 = 11\ e$$

Como se ve el valor de β_t depende del tiempo t expresado en días y de los coeficientes F_1 y F_2 que introducen la influencia del espesor ficticio de la pieza en el fenómeno.

En el gráfico 4 se han representado los valores de la función β_t obtenidos por aplicación directa de la expresión propuesta para su comparación con los valores dados en la Instrucción. En la figura se puede apreciar la excelente aproximación conseguida. El error medio es inferior al 0,8 por 100 respecto a los valores de la Instrucción.

Finalmente en el gráfico 5 se representan los valores de la función β'_{t-j} que cuantifica la evolución en el tiempo de las deformaciones elásticas diferidas.

La expresión propuesta para la evaluación analítica de la función en este caso solo depende de la duración del fenómeno (t – j) al no influir en el mismo como en los anteriores el espesor ficticio de la pieza. La mencionada expresión es:

$$\beta'_{t-j} = \frac{1{,}02\ (t - j) + 10}{(t - j) + 40}$$

En el gráfico 6 se han representado conjuntamente los valores obtenidos de la expresión propuesta y los proporcionados por la Instrucción.

El error medio que se comete al emplear la fórmula propuesta es inferior al 1 por 100 respecto a los valores dados por la Instrucción.

La aproximación obtenida en el desarrollo de las expresiones analíticas que hemos presentado estimamos que es altamente satisfactoria debiendo tener en cuenta que la precisión que se obtenga en los cálculos de este tipo de fenómenos depende en mucha mayor medida de las hipótesis básicas respecto a las características de los materiales empleados y ambientales, como la humedad relativa, que a las expresiones analíticas empleadas en el cálculo.

Ultimas investigaciones sobre tubos de hormigón pretensado de gran diámetro: aceros, permeabilidad, protección, pruebas y métodos de cálculo.

Por: José Ignacio Rodríguez Mira.
Ing. de Caminos
Como miembro de la Comisión de Tubos de Presión
Del Instituto Eduardo Torroja.

INTRODUCCION

Esta comunicación recoge los resultados de las últimas investigaciones realizadas por la COMISION DE TUBOS DE HORMIGON, que se creo en 1974, en el seno del Instituto Eduardo Torroja, y que ha contado desde entonces con la participación y colaboración de centros de investigación, abastecedores de agua, fabricantes de tuberías y fabricantes de acero.

En la investigación se han seguido dos líneas; por un lado se ha desarrollado el cálculo y se han fijado unos criterios de proyecto y de prueba; por otro lado se ha estudiado la protección frente a la corrosión bajo tensión de las armaduras analizando la influencia de la permeabilidad del revestimiento y la mejora de la protección con resinas sintéticas, así como la influencia de determinadas propiedades mecánicas de los aceros en el grado de susceptibilidad a la corrosión bajo tensión de los mismos.

CRITERIO DE PROYECTO Y PRUEBAS DE TUBOS. DESARROLLO DEL CALCULO

El criterio básico de proyecto consiste en dimensionar el tubo para que soporte la hipótesis pésima de carga, con los coeficientes de seguridad que se fijen en Proyecto, sin rebasar los estados límites últimos ni de servicio.

La hipótesis pésima de carga en una sección se define como aquella combinación de acciones, presión máxima de trabajo más cargas gravitatorias, que durante el servicio de la tubería produce la máxima solicitación en esa sección.

Este criterio obliga a determinar de una forma precisa la presión máxima de trabajo y la solicitación producida por las cargas de tierras, pues influyen directamente en la hipótesis pésima de carga y por tanto en el dimensionamiento del tubo.

De acuerdo con este criterio se puede establecer, para cada sección de la tubería, una presión equivalente, que es aquella que, en ausencia de ovalizaciones, produce el mismo dimensionamiento que el correspondiente a la hipótesis pésima de carga.

Para cubrir toda la gama de presiones equivalentes se dimensiona el tubo con unos determinados escalones de cuantía de armaduras, que constituirán los diferentes tipos de tu-

bos. Estos tipos de tubos se probarán en fábrica a la presión de timbre, que es aquella presión interior máxima que, en ausencia de ovalizaciones, debe soportar el tubo, con los criterios y coeficientes de seguridad fijados en Proyecto.

Los tubos de una determinada presión de timbre se podrán colocar en todos aquellos puntos en que la presión equivalente sea menor que la presión de timbre.

Se ha sistematizado el desarrollo del cálculo, para facilitar la labor del calculista.

Se ha efectuado una determinación de las acciones concretas que actúan sobre el tubo, especialmente de las originadas por las tierras y el tráfico, para colocaciones del tubo en zanja, zanja-terraplenada y terraplén. Se han considerado ángulos de apoyo de 90º y 120º sobre hormigón y de 90º sobre material granular, con reacciones de tipo radial.

Asímismo, se indican en unas tablas, en función de diferentes relaciones espesor-diámetro, los valores del esfuerzo axil y momento flector que aparecen en las secciones de base, riñones y clave, para cada una de las distintas acciones.

Finalmente se procede al dimensionamiento de los tubos, tanto de hormigón armado como pretensado, de forma que no se rebasen los estados límites de fisuración ni de rotura en los armados, ni de descompresión y rotura en los pretensados.

De esta forma se consigue mejorar el sistema actual que obliga a la superposición de la presión interna y de las acciones gravitatorias y exige una tensión de trabajo muy baja, con grandes dimensionamientos; con lo que se pasa a considerar dimensionante la prueba en fábrica al doble de la presión de trabajo, en cuyo margen se engloban, normalmente, tanto las sobrepresiones por golpe de ariete como las solicitaciones producidas por carga de tierra y demás acciones gravitatorias.

Esta circunstancia produce sobredimensionamientos, en algunos casos, con el consiguiente perjuicio económico; y dimensionamientos muy precarios, en otros casos, con el correspondiente riesgo de accidentes.

En consecuencia, no se dispone de una seguridad uniforme a lo largo de la tubería, que es el óptimo técnico-económico, ya que la tubería se comporta como una cadena, que cede por el eslabón más débil.

SISTEMAS DE PROTECCION FRENTE A LA CORROSION BAJO TENSION

Uno de los problemas más importantes que pueden surgir en las tuberías de hormigón pretensado es la corrosión bajo tensión del acero de pretensar. El problema consiste en la rotura frágil del acero bajo una tensión más pequeña que la resistencia teórica del material, cuando está situado en un ambiente agresivo.

Como ambiente agresivo, la presencia de agua destilada es suficiente; la corrosión bajo tensión es, por tanto, particularmente peligrosa en el caso de estructuras hidráulicas, tales como las tuberías de presión.

Ya que la rotura del acero necesita la existencia del agua en contacto con la superficie de acero, la mejor forma para evitar la corrosión bajo tensión es impedir la presencia de agua en contacto con el acero, realizando un revestimiento impermeable de mortero que lo proteja del agua o protegiendo el acero o el tubo mediante resinas sintéticas.

ESTUDIO DE LA PERMEABILIDD DE LOS TUBOS

Actualmente la forma más simple y económica de evitar la corrosión bajo tensión del acero de los tubos de hormigón pretensado, es realizar un revestimiento de mortero protector impermeable al agua.

Uno de los objetivos de la investigación ha sido, por tanto, el estudio de la permeabilidad de los tubos de hormigón para tratar de establecer un método de ensayo para controlar los tubos de hormigón en el futuro.

Los pormenores de toda la investigación han sido publicados en la Monografía del IET nº 344 "Permeabilidad al agua de tubos de hormigón". Nos referiremos sólo aquí a los resultados más importantes obtenidos.

El primer objetivo de este tema de investigación ha sido el diseño de un permeabilímetro para medir la permeabilidad del hormigón de recubrimiento de los tubos. El método que ha servido de base para dicho diseño ha sido el empleado por la "Societé des Tuyaus Bonna"; pero éste tiene la limitación de que sólo se puede ensayar sobre la generatriz superior y con el tubo en posición sensiblemente horizontal, lo que supone una dificultad para usarlo directamente en todos los casos.

Con el dispositivo diseñado en el IET los tubos pueden probarse sobre cualquier generatriz, pudiendo estar los mismos en cualquier posición; incluso verticales como corrientemente suelen estar en fábrica.

Después se realizaron unos ensayos previos en probetas de hormigón, que permitieron comprobar que el grado de reproducibilidad de las medidas era satisfactorio, y que el ensayo no afectaba a las propiedades mecánicas del hormigón. También se dedujo que el hormigón se podía considerar como isótropo en relación con la permeabilidad. No obstante debe evitarse realizar los ensayos en tiempo frío, pues se corre el riesgo de que el agua introducida se hiele y fisure el hormigón.

En condiciones ambientales de laboratorio el agua se evapora en unos 30 días después del ensayo.

El segundo paso ha sido el estudio de la permeabilidad en probetas de hormigón de una calidad similar al hormigón empleado en los tubos. Todas ellas se han sometido a presiones de 0,1, 0,2, 0,3 y 0,4 MPa, y se ha medido la absorción en función del tiempo. Todas las probetas tenían más de 60 días. Se observó un aumento de la permeabilidad al aumentar la relación agua/cemento, de acuerdo con los resultados obtenidos previamente por otros investigadores.

Finalmente se han realizado medidas de la permeabilidad tanto sobre tubos nuevos en fábrica como sobre tubos en servicio. Se ha medido la permeabilidad en 31 tubos de diferentes diámetros, edades y procedimientos de fabricación. Las medidas se han efectuado en 4, 5 ó 6 puntos de la fibra superior. La presión del agua se fijó en 0,3 MPa y la duración del ensayo en 3 horas. Los tubos en fábrica fueron humedecidos previamente durante una hora.

Los resultados de los distintos ensayos realizados pueden resumirse como sigue:

- Los valores medios del agua absorbida entre la 2ª y la 3ª hora, dan una gama que varía de 0,04 a 1,14 cm^3/cm^2 para tubos fabricados en moldes nuevos, de 0,12 a 2,25 cm^3/cm^2 para tubos nuevos, vibrados y de 0,02 a 0,48 cm^3/cm^2 para tubos en servicio, tanto en zanja como en túnel.
- Hay una dispersión importante en las medidas de agua absorbida, para un mismo tubo, en diferentes puntos, obteniéndose algunas veces valores 5 ó 6 veces mayores de un punto a otro.

De los resultados de los ensayos se obtienen las siguientes conclusiones:

- Los valores de la permeabilidad de los tubos son mucho mayores que los obtenidos en las probetas. Esto indica que el revestimiento de mortero está microfisurado, debido a defectos de curado y conservación. Las grandes diferencias entre las medidas realizadas sobre diferentes puntos de un mismo tubo, también confirman esta conclusión.

- La permeabilidad del hormigón de los tubos usados o en servicio es menor que la de los tubos nuevos; lo que parece indicar que la microfisuración va colmatándose con el tiempo.

De todo ello se deduce que el método de ensayo de permeabilidad desarrollado, puede llegar a ser un ensayo de control de calidad para los fabricantes de tubos de hormigón pretensado, ya que, detecta la existencia de microfisuras, que aún cuando no puedan detectarse a simple vista pueden resultar muy peligrosas como camino de penetración del agua hasta el acero de los alambres. Sin embargo, hay un problema difícil de resolver, y es el de la determinación del valor peligroso de la permeabilidad. Se puede hablar cualitativamente, sobre mejores o peores revestimientos; pero es imposible, por el momento, definir cuantitativamente cual es un buen o un mal revestimiento.

ESTUDIO DE LA PROTECCION DE TUBOS CON RESINAS SINTETICAS

Ya que hay una experiencia previa en España con una tubería de hormigón pretensado de 24 km. de longitud y 1.600 mm. de diámetro, que se protegió externamente con resina de poliuretano y no ha dado problemas de servicio, se pensó que un buen procedimiento para evitar la c.b.t. en tuberías de hormigón pretensado podría ser protegerlas con resinas sintéticas. Se ha realizado un estudio técnico y económico para indagar la viabilidad de esta protección y determinar el tipo de resina y sistema de aplicación más conveniente.

Se han estudiado dos tipos de resinas: resina epoxi IR - 5003 - S e IR - 5023 y resinas de poliuretano IR-3361, y tres sistemas de aplicación: Protección externa de los tubos terminados, protección intermedia del tubo, colocando sobre la resina al revestimiento final de hormigón y protección directa del alambre.

Para estudiar las propiedades mecánicas de la lámina de resina se han realizado ensayos de arrancamiento, abrasión, impacto y fisuración.

En los ensayos de arrancamiento, se han obtenido tensiones, en la interfase resina-hormigón, de 2,30 a 2,55 MPa, cuando no había acero y de 1,18 a 1,57 cuando lo había. No se han observado diferencias apreciables entre los dos tipos de resina.

En los ensayos de abrasión, el revestimiento desapareció entre los 85 y 110 m. de recorrido, sin diferencias significativas en el comportamiento de ambos tipos de resina.

Los resultados de los ensayos de impacto fueron positivos en todos los casos estudiados, llegando a la rotura del hormigón, sin que se produjesen daños en el revestimiento.

Finalmente, en los ensayos de fisuración, se alcanzó 1,5 mm. de abertura de fisura en el hormigón, sin romper el revestimiento de resina de poliuretano; mientras que el revestimiento de resina epoxi se rompió con una abertura de fisura entre 0,12 y 0,20 mm.

Aunque ambos tipos de resina son aceptables, la de poliuretano se adapta mejor al comportamiento requerido, que la epoxi ensayada.

Para estudiar el efecto protector de la resina, se fabricaron 15 tubos de hormigón pretensado. Tres de ellos sin protección alguna; seis, protegidos con resina de poliuretano y seis, protegidos con resina epoxi. La mitad de los tubos se protegieron externamente mientras

que en los otros la lámina de resina se aplicó sobre la espiral de alambre fabricándose sobre ella el revestimiento de hormigón final.

Los tubos se han sumergido en tres tipos de soluciones agresivas: solución de agua saturada, agua de mar artificial de acuerdo con ASTM D1141, y agua destilada; y han permanecido dentro de esos baños desde comienzos de 1976 sin rotura alguna.

Para estudiar el efecto de la protección directa del alambre, se sometieron siete alambres de acero pretensado al ensayo de NH_4, tres de ellos no protegidos y los otros protegidos con revestimiento de resina epoxi IR 5003-S, parcialmente rota, para simular posibles daños de la protección durante la manipulación del alambre en la fabricación. Las tres probetas no protegidas rompieron con una duración media de 34,5 horas, mientras que solamente una de las protegidas rompio a las 37,9 horas, habiéndose desmontado los demás ensayos después de más de 300 horas sin rotura. En consecuencia, aunque no perfecta, la protección del alambre fue efectiva.

Finalmente se ha realizado un estudio económico de las diferentes posibilidades, lo que ha mostrado que la protección intermedia incrementaría el precio del tubo considerablemente. La protección exterior del tubo es adecuada si se realiza cuando los tubos se han colocado en su sitio y conectado. La forma más barata parece ser la protección directa del alambre antes de enrollarlo al tubo; y en vista de que este procedimiento ha dado esperanzadores resultados, está siendo objeto de nuevas investigaciones en este momento. Se trata, fundamentalmente, de encontrar el procedimiento más apropiado para verter la película de resina en la superficie del acero bajo tensión.

Los pormenores de esta investigación quedan reflejados en el artículo publicado en la revista Informes de la Construcción nº 296, pág. 41 por el grupo de investigación.

ESTUDIO DE LOS ACEROS DE PRETENSAR

El primer objetivo de la investigación ha sido comprobar si existe alguna correlación entre las propiedades mecánicas de los aceros y su susceptibilidad a la c.b.t.

Esta posibilidad estaba sostenida por el hecho de que numerosos Pliegos para tuberías pretensadas exigían un número de doblados alternativos superior al de una estructura en ambiente normal.

Tres empresas fabricantes de acero de pretensar fabricaron distintas calidades de acero, con diferentes tratamientos térmicos, para estudiar su susceptibilidad a la corrosión. Todos los aceros fueron sometidos a ensayos de tracción, doblados alternativos, tensiones alternas, sensibilidad a las entallas y fragilización por hidrógeno con NH_4 CN. Se dedujo en esta primera fase que no existía una correlación sencilla entre las propiedades mecánicas y el grado de susceptibilidad del acero.

Un elevado número de doblados o de torsiones alternas no garantiza un alto grado de resistencia a la c.b.t. Es decir, la c.b.t. es una propiedad nueva del acero de pretensado, diferente e independiente de las demás propiedades mecánicas, que exige un ensayo adecuado y distinto para su determinación.

El segundo objetivo ha sido analizar la influencia de determinadas características mecánicas sobre la susceptibilidad a la c.b.t. En esta línea se ha comprobado la gran influencia del estado superficial en la resistencia a la c.b.t. Este hecho no es detectado por ningún ensayo mecánico, salvo el ensayo de fragilización por hidrógeno y, por tanto, la mejora de las propiedades del acero debe traer consigo un control meticuloso del estado de la superficie, evitándose especialmente las fisuras axiales pronunciadas.

Para mayor información sobre este tema puede acudirse a la revista Hormigón y Acero, números 121 y 128, págs. 137 y 107, respectivamente, donde el grupo de trabajo hace un amplio desarrollo de estos temas.

CONCLUSIONES

Las conclusiones más importantes obtenidas en la investigación se resumen como sigue:

- Se ha establecido un criterio para el proyecto y cálculo de los tubos de hormigón armado y pretensado.
- Se ha propuesto un método de prueba de los tubos, por medio de la presión equivalente, que se ha considerado más adecuado que el simple incremento de la presión máxima de trabajo, ampliamente usado.
- Se ha propuesto un método de medida de la permeabilidad, para lo cual se ha proyectado un permeabilímetro apropiado. Puede ser útil como sistema de control de la microfisuración de los tubos.
- La protección de los tubos mediante resinas sintéticas, se ha mostrado eficaz, aunque parece que por razones económicas no puede ser habitualmente usado. El método más económico parece ser la protección directa del alambre antes del zunchado; y esta es la línea en la que ahora se investiga.

  No se ha encontrado relación entre la susceptibilidad del acero de pretensar a la c.b.t. y el número de doblados alternativos o de torsiones alternativas.
- Se ha encontrado una buena correlación entre el número y tamaño de los defectos superficiales y la susceptibilidad del acero a la c.b.t.

Aunque los aceros con defectos superficiales cumplan todas las prescripciones establecidas, muestran una vida muy corta al ensayo de fragilización por hidrógeno. Esto significa que las condiciones superficiales tienen una influencia decisiva en la c.b.t. de los aceros de pretensar; por lo que la existencia de defectos superficiales, tiene que ser controlada meticulosamente en los aceros que se emplean en tubos de hormigón pretensado.

INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO, A. C.
ASOCIACION NACIONAL DE FACULTADES Y ESCUELAS DE INGENIERIA
ASOCIACION DE INSTITUCIONES DE ENSEÑANZA DE LA ARQUITECTURA
DE LA REPUBLICA MEXICANA

segundo simposio nacional sobre la enseñanza del concreto

CIUDAD DE MEXICO
5 Y 6 DE JULIO DE 1979

INFORMES: ING. CUTBERTO DIAZ GOMEZ
Presidente del Comité Organizador
Insurgentes Sur 1846
México 20, D. F.
Tel. 524-14-32

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA, UNIVERSIDAD DE CUENCA

COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DE PICHINCHA

SOCIEDAD ECUATORIANA DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, NUCLEO DE PICHINCHA

CAPITULO ECUATORIANO, AMERICAN CONCRETE INSTITUTE

primer simposio sudamericano sobre la enseñanza del hormigón

QUITO, ECUADOR
JULIO DE 1979

INFORMES: ING. JOSE CHACON TORAL
Presidente del Comité Organizador
Apartado 131-A, Sucursal 3
Quito, Ecuador
Tel. 543 002

INSTITUTO DOMINICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO

COLEGIO DOMINICANO DE INGENIEROS, ARQUITECTOS Y AGRIMENSORES

PRIMER SIMPOSIO CENTROAMERICANO Y DEL CARIBE SOBRE LA ENSEÑANZA DEL CONCRETO

SANTO DOMINGO, REPUBLICA DOMINICANA
15 AL 18 DE JULIO DE 1979

INFORMES: ING. ANTONIO JOSE GUERRA
Presidente del Comité Organizador
Apartado Postal 1514 (CODIA)
Santo Domingo, República Dominicana
Tel. 565-31-77, 565-31-78
Telex RCA 326321

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE

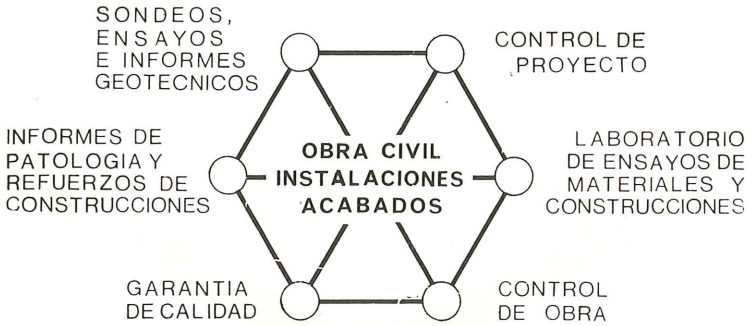
segundo simposio panamericano sobre la enseñanza del concreto

WASHINGTON, D. C.
OCTUBRE 30 DE 1979

INFORMES: ING. CUTBERTO DIAZ GOMEZ
Presidente del Comité Organizador
Insurgentes Sur 1846
México 20, D. F.
Tel. 524-14-32

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES





Ensayo de pilares a compresión centrada.

MADRID

Oficinas
Monte Esquinza, 30 -4º - D
MADRID-4
Tels.: (91) 410 51 58/62/66
410 37 57

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

BARCELONA

Pasaje Busquets, 37
CORNELLA DE LLOBREGAT
Tel.: (93) 377 43 58/62

SANTANDER

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

Consideraciones sobre tensiones de corte en la superficie de contacto de piezas compuestas.

J. Calavera Ruiz, Dr. Ingeniero de Caminos
E. González Valle, Ingeniero de Caminos

Las secciones compuestas, definiendo como tales las constituidas por dos hormigones diferentes colocados in situ en diferentes momentos pero interconectados de forma eficiente para que el elemento que conforman responda ante los esfuerzos como monolítico, presentan particularidades en su comportamiento tanto a flexión como a esfuerzo cortante.

La seguridad de estas secciones queda condicionada por el estado de tensiones tangenciales en la superficie de contacto de los dos hormigones, los cuales serán en general, diferentes en calidad y en edad.

Estos tipos de secciones son profusamente empleados en elementos de hormigón pretensado. La figura núm. 1 presenta algunos de estos tipos de sección, cada una de las cuales registra aspectos específicos en lo que se refiere a su comportamiento. Así, en el caso de la sección 1-a, secciones tipo T, las tensiones tangenciales en la unión alcanzarían valores semejantes a las máximas tensiones de corte, requiriéndose armaduras de conexión. Por el contrario, secciones compuestas tales como las que señalamos en la figura 1-b, presentarían tensiones tangenciales muy moderadas, por existir, presumiblemente, una gran superficie adherida, y, decimos que presumiblemente, porque fenómenos de retracción podrían afectar negativamente disminuyendo la superficie realmente adherida. Las figuras 1-c, 1-d, 1-e y 1-f presentan otros tipos de secciones de uso común y que al igual que las citadas anteriormente presentan algunas particularidades en su comportamiento.

La configuración de la sección compuesta puede tener influencia muy apreciable en el comportamiento de la conexión. En particular existen determinadas secciones en las cuales la retracción diferencial puede afectar en forma negativa, creando estados de tracción normal a la superficie de contacto, que disminuyan la resistencia de la misma. La figura 2-c puede presentarse como ejemplo de esta consideración. En otros casos, tales como el de la figura 2-a, la retracción diferencial creará un estado de tensiones tangenciales en la unión, que podría debilitar o incluso anular la resistencia de la unión. Por el contrario, situaciones como la contemplada en la figura 2-b, pueden ser favorables para el comportamiento de la sección compuesta, ya que si se previene la eventual aparición de fisuras en el hormigón vertido in situ o en segundo lugar, pueden producirse compresiones laterales y en consecuencia fricciones, en las paredes laterales de la superficie de contacto que incrementen la resistencia de la conexión frente a tensiones tangenciales.

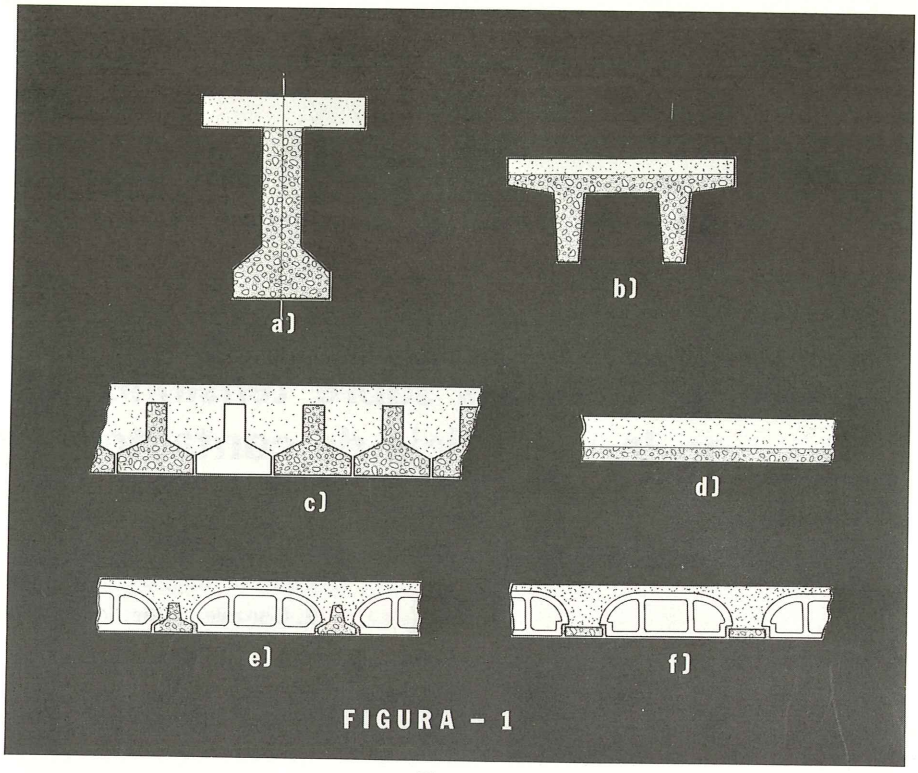


Fig. 1.

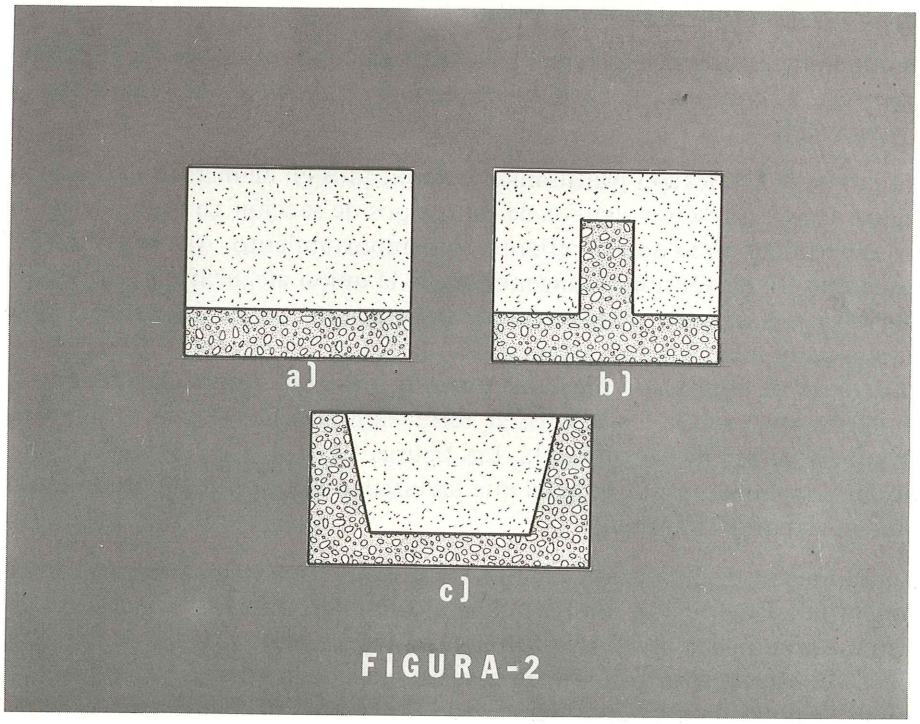


Fig. 2.

El comportamiento a tensiones tangenciales de la superficie de contacto, puede condicionar la seguridad de la sección compuesta frente a los estados límites últimos en función de cómo se haya comprobado la sección a flexión. Así, si frente a la solicitación correspondiente al estado límite último se tomó en consideración la sección compuesta, estaremos en una hipótesis de suponer *colaboración total.* Si por el contrario frente al estado límite último consideramos solamente la sección simple, estaremos en la hipótesis de suponer *colaboración nu-*

la, y en consecuencia no sería determinante para juzgar el nivel de seguridad de la sección la situación a tensiones tangenciales de la superficie de contacto.

Una observación semejante podríamos hacer en lo referente a los estados límites de servicio. Podríamos suponer que la conexión fuese eficiente frente a los estados límites de servicio, no requiriéndose colaboración alguna frente a los estados límites últimos: esta situación la definiríamos como *colaboración parcial,* y condicionaría la situación a tensiones tangenciales en las comprobaciones de fisuración y deformaciones.

En general, las normas ACI-318 y CP-110 parten del supuesto de considerar las secciones como monolíticas frente a estados límites últimos, refiriéndose pues a la hipótesis de colaboración total. El MODEL CODE, FIP-CEB, por el contrario, considera también la posibilidad o hipótesis de colaboración parcial.

Las tensiones tangenciales en la unión de los dos hormigones, para la situación de servicio, variarán a lo largo del tiempo como consecuencia de las redistribuciones de esfuerzos debidos a la retracción y a la fluencia. Asimismo es evidente que frente a los estados límites últimos, puesto que las distribuciones de tensiones se habrán modificado con relación a la que se registraba para la situación de servicio, las tensiones tangenciales en la conexión dependerán, casi exclusivamente, de la distribución de tensiones que se registre en este estado límite último; en tal sentido la norma ACI-318 no toma en consideración la situación previa a la solidarización de los hormigones, y fundamentalmente en lo que se refiere al cimbrado, para valorar la seguridad de la sección en el agotamiento por flexión.

La valoración de tensiones tangenciales en la superficie de contacto de los dos hormigones puede ser realizada con base en la distribución de tensiones normales a que conduce la teoría clásica, es decir, diagramas de tensiones lineales o bien con base en la distribución que se considera por aplicación de la teoría de los estados límites últimos, es decir, diagramas de tensiones rectangulares o diagramas parábola-rectángulo. Cada una de las alternativas tendría aplicación, en nuestra opinión, para situaciones diferentes.

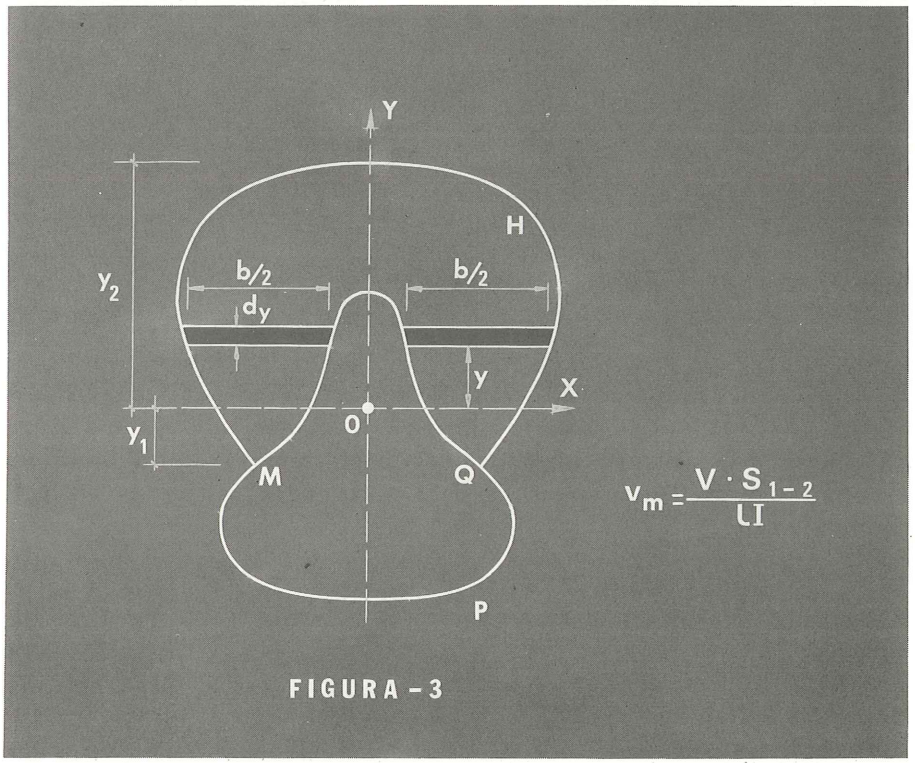


FIGURA - 3

Fig. 3.

En los casos de colaboración parcial en el sentido en que hemos definido con anterioridad, por corresponder a los estados límites de servicio, deberían ser comprobadas las tensiones tangenciales de acuerdo con las distribuciones lineales de tensiones, es decir, en teoría clásica. La fórmula clásica puede ser generalizada a secciones con superficies de contacto cualesquiera, obteniéndose una tensión tangencial media a lo largo del perímetro de contacto según apuntamos en la figura 3 y en la cual:

v_m : Tensión tangencial media en la superficie de contacto.

v: Esfuerzo cortante.

S_{1-2} : Momento estático de la sección fuera de la superficie de contacto, con relación a un eje que pasa por el c. de g. de la sección compuesta.

ℓ: Longitud de la superficie de contacto.

I: Momento de inercia de la sección compuesta con relación al eje que pasa por su c. de g.

La figura 4 presenta un caso concreto bastante común en el cual la longitud de la superficie de contacto sería ABB'A'.

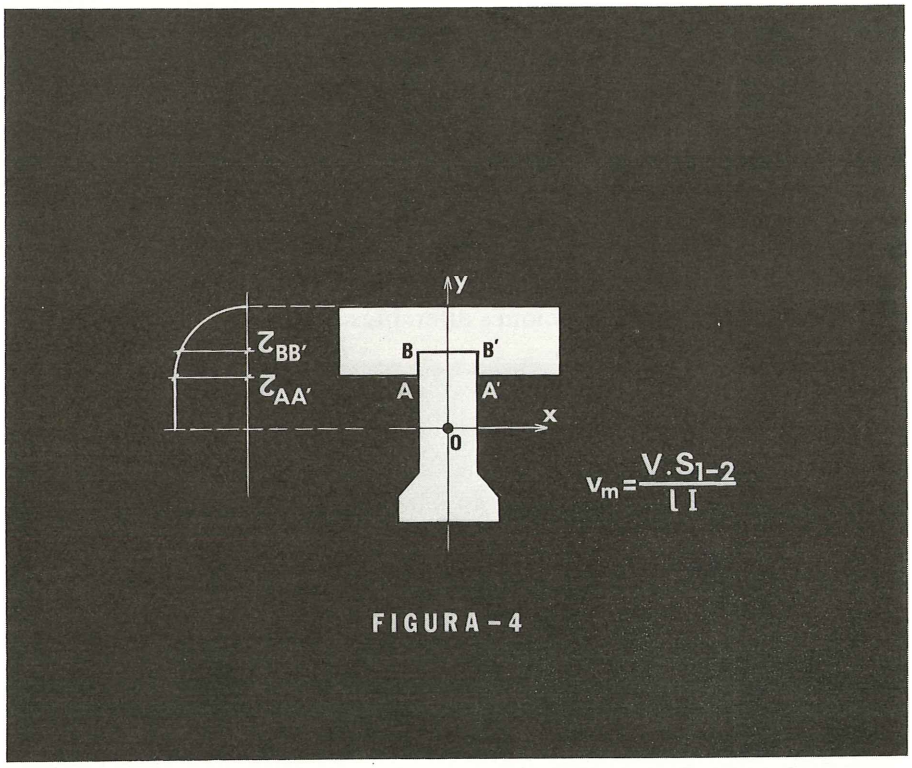


FIGURA - 4

Fig. 4.

Para los casos de colaboración total, es decir, frente al estado límite último, la valoración de la tensión tangencial en la superficie de contacto debería hacerse de acuerdo con la fórmula general:

$$v_m = \frac{V\,\alpha}{d\,.\,\ell}\text{, siendo}$$

v_m : Tensión tangencial media en la superficie de contacto.

V: Esfuerzo cortante de cálculo.

d: Distancia entre el centro de gravedad de la armadura y el baricentro del volumen de compresiones.

ℓ: Longitud de la superficie de contacto.

α: Relación entre los volúmenes comprimidos, A_1/A_t, siendo A_t el volumen total de compresiones, y A_1 el volumen de compresiones fuera de la superficie de contacto.

La versión actual del MODEL CODE FIP-CEB establece un criterio de comprobación de tensiones tangenciales en la superficie de contacto entre hormigones, admitiendo redistribuciones de dichas tensiones a lo largo de la pieza. En tal sentido permite evaluar un esfuerzo rasante unitario por unidad de longitud v_{sd}, cuyo valor sería el volumen de compresiones fuera de la superficie de contacto en la sección de momento máximo, dividido por la longitud entre la sección correspondiente a dicho momento máximo y la sección de momento nulo, y al cual limita. Evidentemente esta consideración lleva implícito el que la unión entre los hormigones presente un comportamiento que permita una cierta plasticidad siendo arriesgado admitirla si no se ha dispuesto una cuantía mínima de armadura y que el MODEL CODE parece imponer implícitamente.

En el momento actual, todas las normas en vigor permiten la no disposición de armaduras de conexión en los casos de tensiones tangenciales moderadas, pero en general lo ligan al estado superficial del hormigón endurecido y sobre el cual se vierte un hormigón fresco.

La norma ACI-318 establece dos tipos de estado superficial, y que define como intencionadamente rugosa o no intencionadamente rugosa, obligando en este segundo caso a disponer una determinada cuantía de armadura de conexión para admitir tensiones tangenciales en la superficie de contacto. Prácticamente el mismo criterio se adopta por el CP-110. El MODEL CODE impone el que las superficies presenten una rugosidad suficiente, para permitir adoptar niveles de tensiones tangenciales muy moderados en la superficie de contacto. Por último señalaremos que un documento de reciente aparición de la Comisión de Prefabricación de la FIP, SHEAR AT THE INTERFACE, para los casos de secciones con tensiones tangenciales en la superficie de contacto entre hormigones moderadas o bajas en las cuales se permite la no disposición de armaduras de conexión se relaciona la tensión tangencial de dicha superficie, evaluada sobre la misma base que el MODEL CODE, con una clasificación de las superficies de contacto del hormigón endurecido en intencionadamente rugosas, naturalmente rugosas y lisas, debiendo contrastarse un determinado tipo de tratamiento superficial o estado superficial mediante ensayo normalizado que figura en un apéndice, para definir a qué tipo responde.

En la figura 5 acompañamos una comparación de las diferentes normas en lo que se refiere a las limitaciones impuestas al valor de las tensiones tangenciales en la superficie de contacto entre hormigones, aclarando, que dado que CP-110 establece la comprobación de sección bajo la situación de servicio (aunque aclara que dicha comprobación permite garantizar el estado límite último) los valores que dicha norma establece han sido multiplicados por 1,5 para que sean comparables con los de las restantes normas.

La Instrucción EP-77, en su versión actual, no fija los límites a las tensiones rasantes en la superficie de contacto entre hormigones, para los casos de tensiones tangenciales reducidas como podría ser el caso de los forjados de edificación, y que son contemplados en un artículo. En la figura 5 hemos señaladó bajo la denominación EP-77, los valores 50 por 100 de los que se considerarían para las tensiones de corte en los casos de cuantía nula a fin de que puedan compararse con las prescripciones de otras normas. Como aclaración a la comparación de tensiones que se acompaña en la figura 5, queremos indicar que tanto el CEB-M.C como CP-110 no permiten la no disposición de armadura excepto en los casos de superficies intencionadamente rugosas (IRS). Los valores correspondientes a ACI-318, son asimismo relativos a superficies intencionadamente rugosas; sin embargo la publicación FIP "SHEAR AT THE INTERFACE" permite la no disposición de armaduras de conexión en los casos de superficies

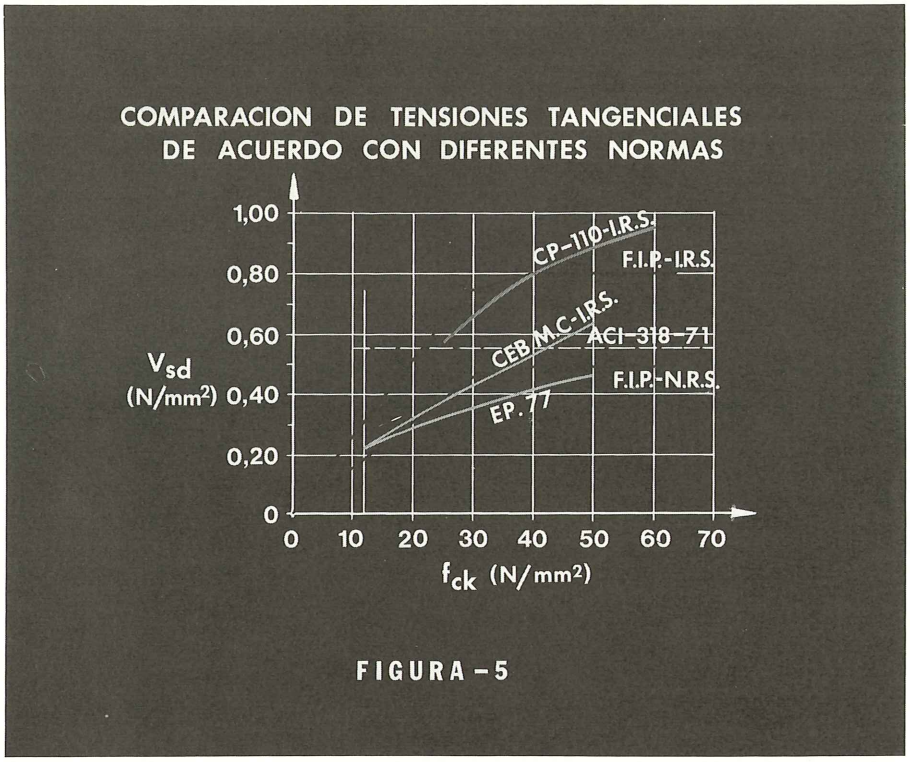


Fig. 5.

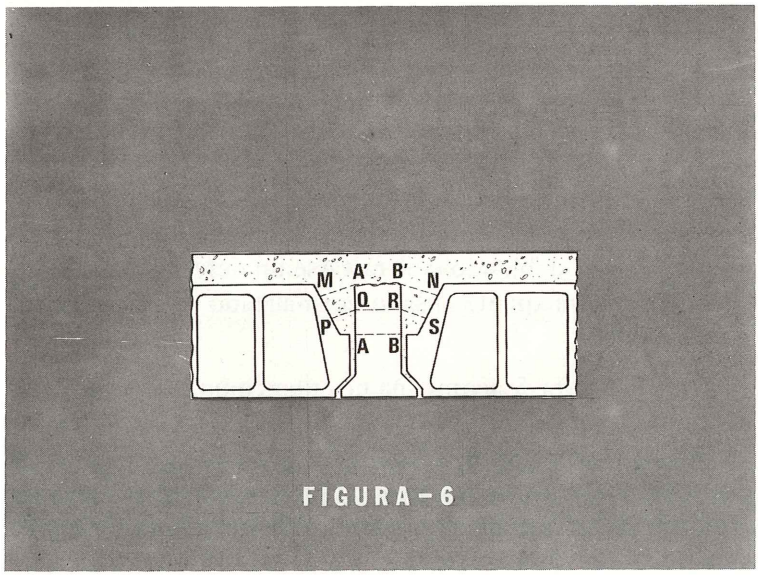


Fig. 6.

naturalmente rugosas (NRS), si bien, como hemos señalado más arriba, la definición de este tipo de superficie lo supedita a un resultado positivo en el ensayo tipo que especifica.

Queremos por último señalar que en determinados tipos de piezas compuestas, en las cuales no es usual la disposición de armadura de conexión por presentar tensiones tangenciales muy moderadas, como pueden ser los casos de forjados unidireccionales de edificación, compuestos a base de semiviguetas, piezas de aligeramiento y hormigón vertido in situ, el tema de las tensiones tangenciales cobra un interés especial debiendo abarcar la comprobación a corte o más propiamente a tensiones tangenciales, las situaciones presumiblemente pésimas y que como indica la figura 6, pueden ser varias y de trazados un tanto complicados, por poder ser críticas superficies de contacto o superficies que interesen a ambos hormigones.

BIBLIOGRAFIA

1. Norma ACI-318.
2. Norma CP-110.
3. Recomendación FIP – "Shear at the Interface" de la Comisión de Prefabricación.
4. Model-Code CEB-FIP.
5. Ensayos de corte en la superficie de contacto entre hormigones de piezas prefabricadas y hormigones vertidos in situ.
   J. Calavera Ruiz, E. González Valle, A. Delibes y J. M. Izquierdo.
   (Separata nº 8 de INTEMAC, revista Hormigón y Acero nº 119-120, 1976).

* * *

Reunión de la Comisión de Aceros de la F.I.P.

Durante los días 27 y 28 de septiembre de 1978 se reunió, en París, la Comisión de Aceros de la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.), una de las que cuentan con un mayor número de Miembros y en la que están representados, prácticamente, todos los países.

Debemos destacar que, en dicha reunión, se adoptó, entre otros, el acuerdo de designar Coordinador del Grupo de Trabajo que habrá de encargarse del estudio del tema "Comportamiento de los aceros y sistemas de pretensado a temperaturas criogénicas", al profesor D. Manuel Elices Calafat, uno de los representantes del Grupo nacional español en la citada Comisión y Miembro de la A.T.E.P.

El Profesor Elices, Catedrático y Subdirector de Investigación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, de Madrid, viene trabajando desde hace tiempo en este tema en el Departamento que dirige en la mencionada Escuela, en donde se han realizado una serie de ensayos sobre el comportamiento de los aceros a muy bajas temperaturas, cuyos resultados constituyen una primicia mundial.

Asiduo colaborador de nuestra Revista, donde ha venido publicando una serie de artículos, del mayor interés, relativos a sus estudios y experiencias sobre el tema de los aceros, es sobradamente conocido de nuestros lectores; por lo que consideramos supérfluo cualquier comentario que pudiéramos hacer sobre su categoría técnica, internacionalmente reconocida como lo demuestra su reciente nombramiento en la Comisión de Aceros de la F.I.P.

En la IX Asamblea Técnica Nacional de la A.T. E. P., recientemente celebrada en La Coruña, el Sr. Elices presentó una Comunicación titulada "Comportamiento a temperatura del gas natural licuado, de un sistema tendón-anclaje, postesado a 165 t" cuyo texto se reproduce en esta publicación extraordinaria que la A.T.E.P. dedica a dicha Asamblea.

Antes de terminar este comentario, queremos expresar al Profesor Elices nuestra más sincera felicitación por su nombramiento y desearle los mayores éxitos en el desempeño de la labor que se le ha encomendado.

Contribución a la interpretación de la susceptibilidad al hidrógeno de los aceros de pretensado o postensado con el ensayo de tiocianato amónico.

J. Climent

En el año 1969 durante una reunión del comité mixto "RILEM-FIP-CEB", en la ciudad sueca de HALMSTAD, surgió la idea de crear un ensayo standard, bajo los auspicios de un organismo oficial, para representar al fenómeno de la corrosión fisurante bajo tensión de los aceros de pretensado o postensado. Este grupo de trabajo confeccionó un cuestionario de preguntas, relativas a la corrosión de aceros en las construcciones pretensadas o postensadas, y lo distribuyó a 27 organizaciones de 15 países diferentes. Como resultado de esta encuesta, se programó ensayar el acero con los seis ensayos distintos que en ese momento realizaban los diferentes laboratorios internacionales y que se pensaba que eran los más representativos de la realidad. En la Tabla I están recopilados los diferentes ensayos.

Después del estudio de los resultados de esta campaña previa se decidió emplear como definitivo el ensayo de Tiocianato Amónico para representar la resistencia de los aceros de pretensado o postensado frente a la fragilización por el hidrógeno y dejar en estudio otros criterios de ensayos posibles para la evaluación del comportamiento del acero frente al complejo fenómeno de la corrosión fisurante bajo tensión.

Nosotros hemos adoptado este ensayo de Tiocianato Amónico, como ensayo patrón de fragilización de hidrógeno (Fig. 1) y con él hemos ensayado los aceros de fabricación nacional, estudiando cuantas variables hemos podido a fin de encontrar una justificación del tiempo de rotura, t_R , o su inversa, $1/t_R$, la probabilidad de fisuración.

En primer lugar hemos intentado hallar si existe una relación entre la tensión aplicada y la respuesta del ensayo, es decir, el tiempo de rotura, t_R , del ensayo. Los resultados obtenidos, representados en una escala doblemente logarítmica, demuestran que existe un comportamiento lineal entre la tensión aplicada y la probabilidad de fisuración, es decir,

$$1/t_R = b \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma m}\right)^a$$

donde:

a = pendiente de la recta.
b = constante de ensayo.

En la Fig. 2, están representados los resultados obtenidos con el material 2A.1 ST ϕ 7,y la Fig. 3 recopila todos los materiales ensayados. El valor de "a" es menor siempre que la uni-

TABLA 1.–Casos de corrosión bajo tensión de armaduras en condiciones de servicio y de laboratorio
i_A y i_C = Densidad de corriente anódica y catódica

Condiciones de Servicio	Condiciones de Laboratorio					
Ejemplos	Ensayo	Solución	t (°C)	pH Inicial-Final	Probeta de Acero	
					i_A o i_C (mA/cm^2)	Potencial (mV/S CE)
Atmósfera con alto contenido de Hidrógeno	Polarización catódica H_2SO_4	H_2SO_4; 0,1N	20	1. 1–	$i_c = 0{,}1$ $i_c = 1$	– 940
Tuberías enterradas Atmósfera de sulfuros	H_2S	Saturada de H_2S	20	3,2; 4,2	0	– 380
Atmósfera con bajo contenido de hidrógeno	NH_4 CNS	NH_4 CNS, 20%	35	4; 7,5	0	– 730 – 760
Aire húmedo (condensación)	H_2O	Agua destilada	20	5; 7,5	0	
Hormigón poroso en atmósfera marina	Ca $(OH)_2$ + +C1	Saturada de Ca $(HO)_2$ con 2% C1 Na	20	12	0 i_A Alterna. i_A ; i_C	– 730 – 400 – 800: –400
	Nitratos	Ca $(NO_3)_2$ + NH_4 NO_3	105			– 420

dad y refleja el efecto de la tensión aplicada al acero. A mayor valor de "a" el efecto de la tensión en el ensayo es mayor. El valor del término, $(\sigma/\sigma m)^a$, ha resultado ser prácticamente igual en la familia de aceros trefilados. El parámetro b, de dimensiones inverso del tiempo, traduce el efecto de la interfase acero/medio agresivo a una dada temperatura de ensayo y está ligada a la velocidad de reacción química entre el acero y el medio mediante la ecuación de Arrhenius. Su valor es igual a,

$$b = \frac{1}{t_R} \cdot \left(\frac{\sigma m}{\sigma}\right)^a$$

$$b = \frac{1}{t_R} \cdot \frac{1}{0{,}75^a}$$

para $\sigma/\sigma m = 0{,}75$

En la Tabla II, se dan los valores de "a" y de "b" para $\sigma/\sigma m = 0{,}75$. Como el valor de $(\sigma/\sigma m)^a$ es prácticamente constante e igual para todos los aceros trefilados ensayados, resulta que el valor de "b" puede emplearse para seleccionar todos los aceros estudiados.

Así pues, la secuencia de susceptibilidad al hidrógeno sería,

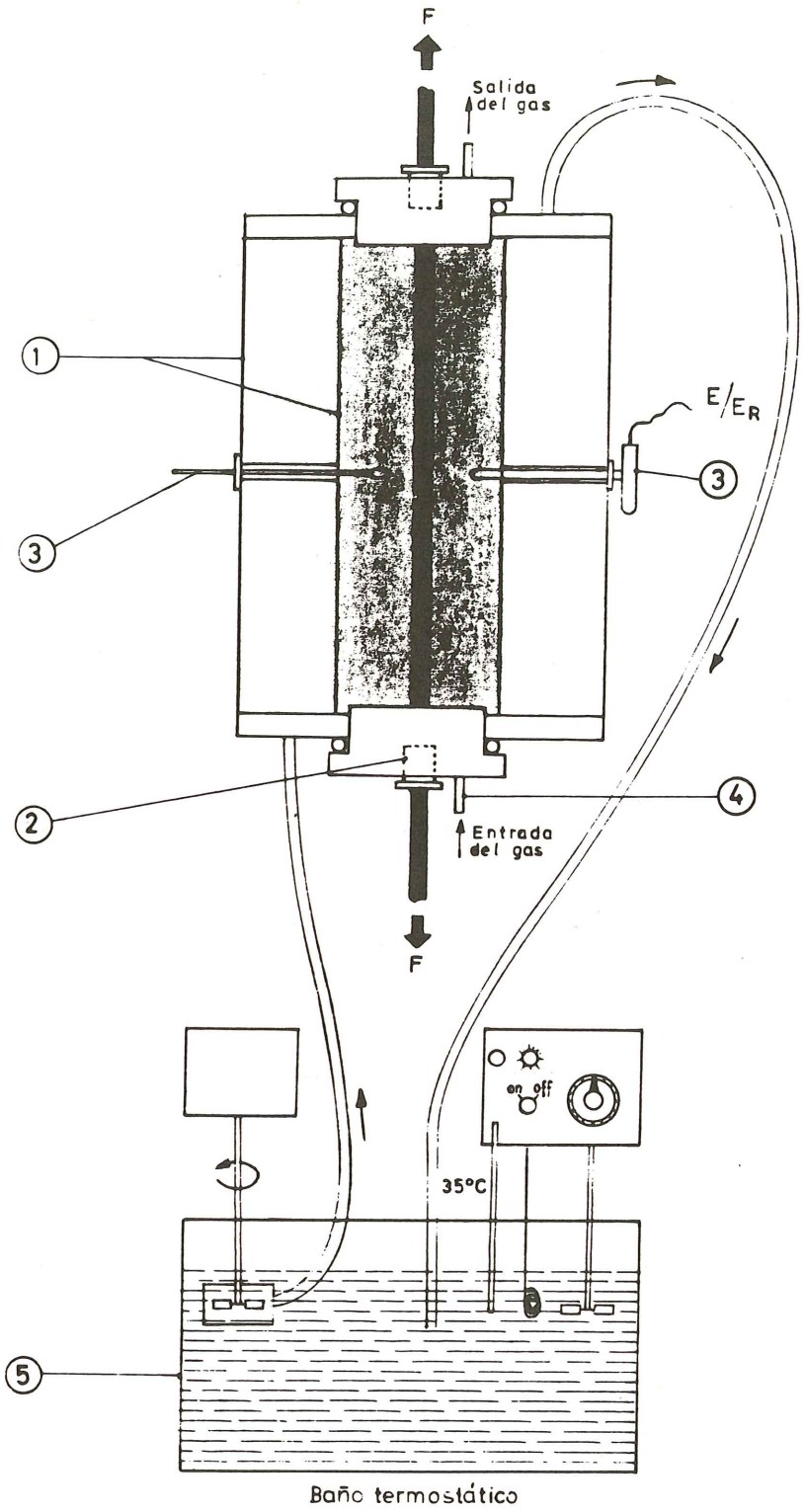

F
Salida del gas
1
E/E_R
3
3
4
2
Entrada del gas
F
on off
35°C
5
Baño termostático

Fig. 1. Célula.

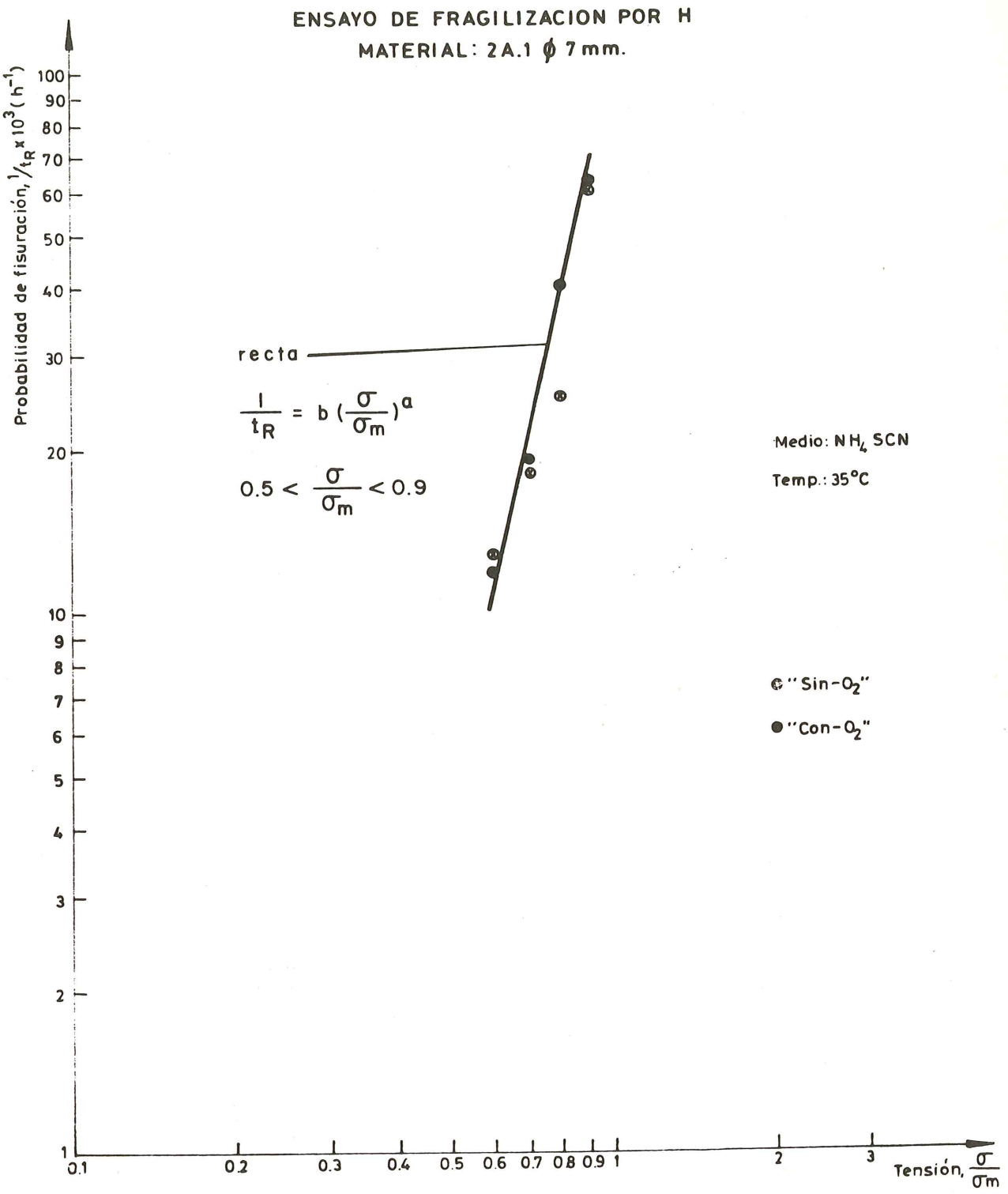

ENSAYO DE FRAGILIZACION POR H
MATERIAL: 2A.1 ϕ 7 mm.
Probabilidad de fisuración, $1/t_R \times 10^3 (h^{-1})$
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
recta
$\frac{1}{t_R} = b\left(\frac{\sigma}{\sigma_m}\right)^a$
$0.5 < \frac{\sigma}{\sigma_m} < 0.9$
Medio: NH_4SCN
Temp.: 35°C
○ "Sin-O_2"
● "Con-O_2"
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1
2
3
Tensión, $\frac{\sigma}{\sigma_m}$

Fig. 2.

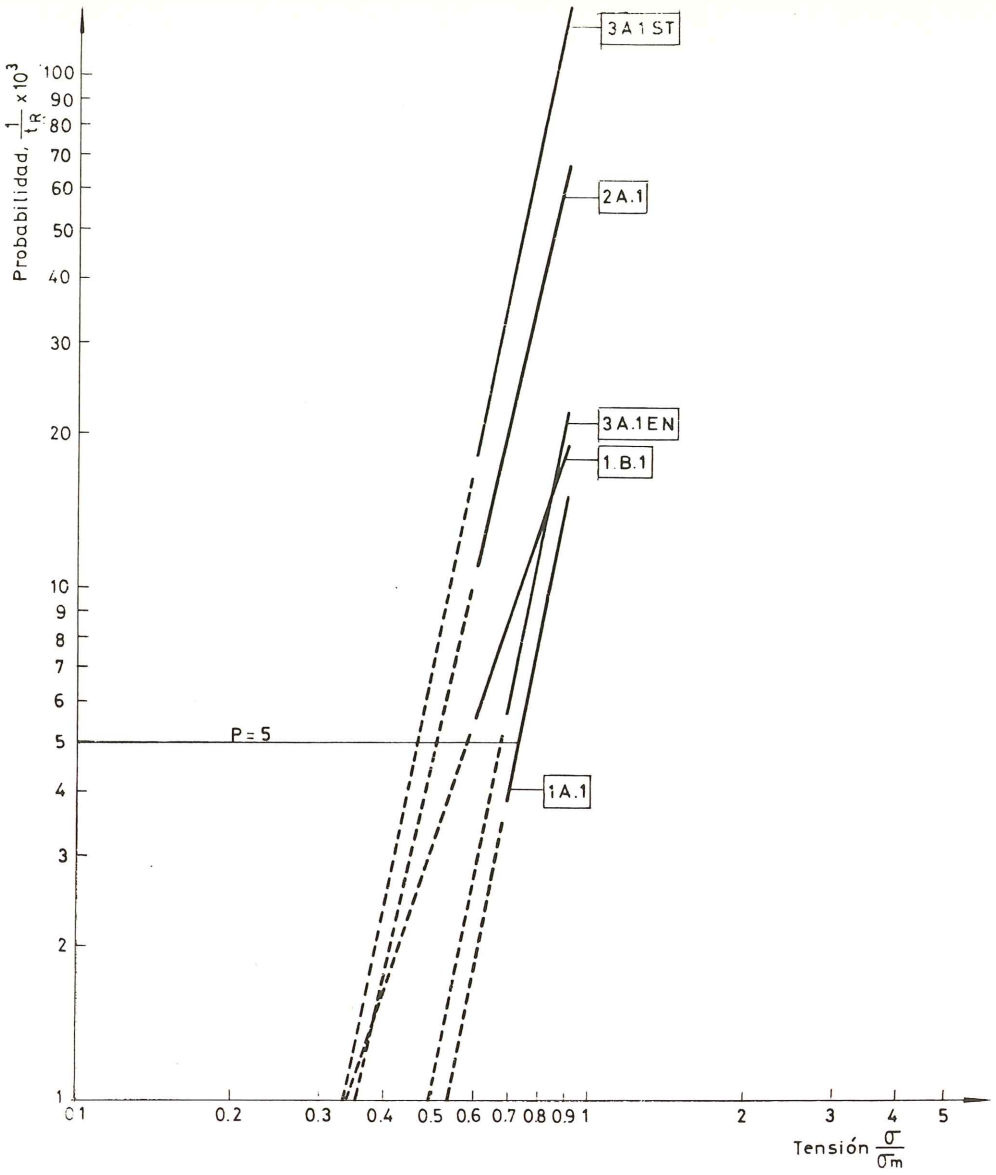


Fig. 3.

TABLA II

Material	a	$(0,75)^a$	$P_{75} \times 10^6$ (S^{-1})	$b \times 10^6$ (S^{-1})
1A.1 EN	4,26	0,2936	1,19	4,0
3A.1 EN	4,12	0,3056	2,33	7,6
1B.1	3,58	0,3750	3,67	10,3
2A.1 ST	4,25	0,2945	7,22	24,5
3A.1 ST	4,42	0,2804	19,17	68,4

$$3A.1\ ST > 2A.1\ ST > 1B.1 > 3A.1\ EN > 1A.1$$

Si se confirmase que el valor de $(\sigma/\sigma m)^a$ es igual para todos los aceros al carbono trefilados de la misma composición química, bastaría ensayar a priori un acero patrón y referir a él los resultados. Esta manera de selección sería más racional que emplear sólo el valor de t_R.

En estos resultados anteriores, el valor de la tensión aplicada, σ, se mantiene siempre constante durante todo el tiempo que dura el ensayo por medio de una palanca. Una experimentación adicional que hemos realizado, ha sido tensar la varilla a una tensión inicial del 0,7 σ_m, 0,8 σ_m y mantenerla bloqueando la deformación por medio de un bastidor. Entonces el ensayo lo denominaremos: ϵ = cte; la pérdida de tensión inicial debido a los preparativos del montaje con el dispositivo de la Fig. 4 lo hemos calculado y resulta ser inferior al 7 por 100. Con esta modificación del ensayo tenemos que el orden de susceptibilidades al hidrógeno de los aceros ensayados es (véase Fig. 5),

$$3A.1\ EN > 3A.1\ ST > 2A.1\ ST > 1B.1 > 1A.1$$

El acero trefilado y envejecido 3A.1 EN, en esta modalidad de ensayo, ha pasado a ser el más sensible al hidrógeno.

Otra variable que hemos considerado importante conocer era la velocidad de corrosión en este medio, puesto que ésta es una indicación de los átomos de hidrógeno que se liberan electroquímicamente en la superficie metálica y potencialmente pueden penetrar en la varilla. La técnica experimental empleada ha sido la de medir la resistencia de polarización. En la Figura 6 puede verse la célula empleada. La varilla no tenía tensión mecánica. Los resultados obtenidos con esta técnica son:

Material	3A.1 EN	3A.1 ST	2A.1 ST	1B.1	1A.1
V_{corr} (cm/año)	0,0930	0,0870	0,0831	0,0790	0,0745

A la vista de los resultados de estos ensayos podemos decir lo siguiente:

1.–Según sea la velocidad de deformación, ensayo a σ = cte o ϵ = cte, la susceptibilidad del acero al hidrógeno cambia. En ciertos aceros este efecto es más patente que en otros.

2.–El acero que más se corroe en este medio, sin tensión mecánica, ha sido el 3A.1 EN.

3.–Se encuentra una relación entre los valores de V_{corr} para cada acero y las susceptibilidades al hidrógeno, obtenidas con el ensayo a ϵ = cte.

Con el objeto de relacionar otras características del acero con la susceptibilidad al hidró-

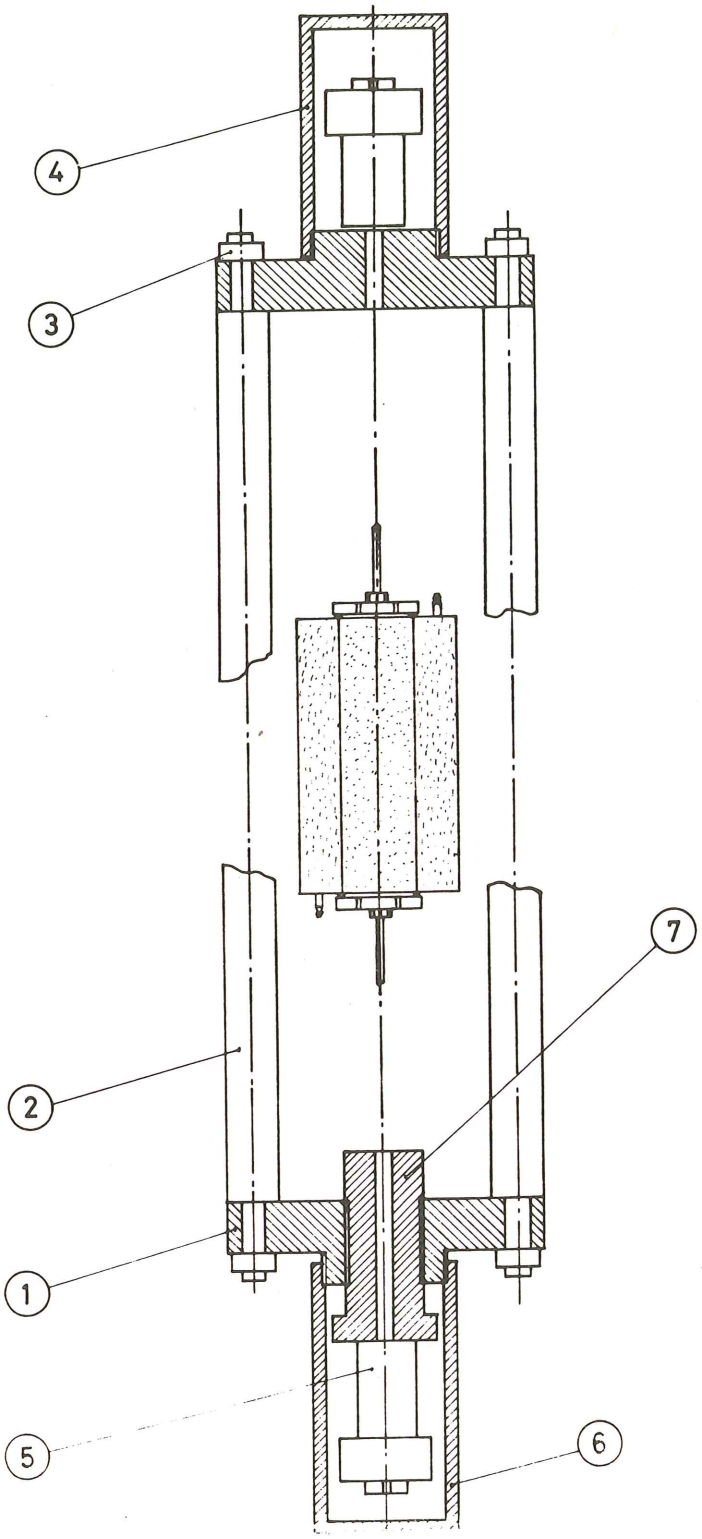


Fig. 4.

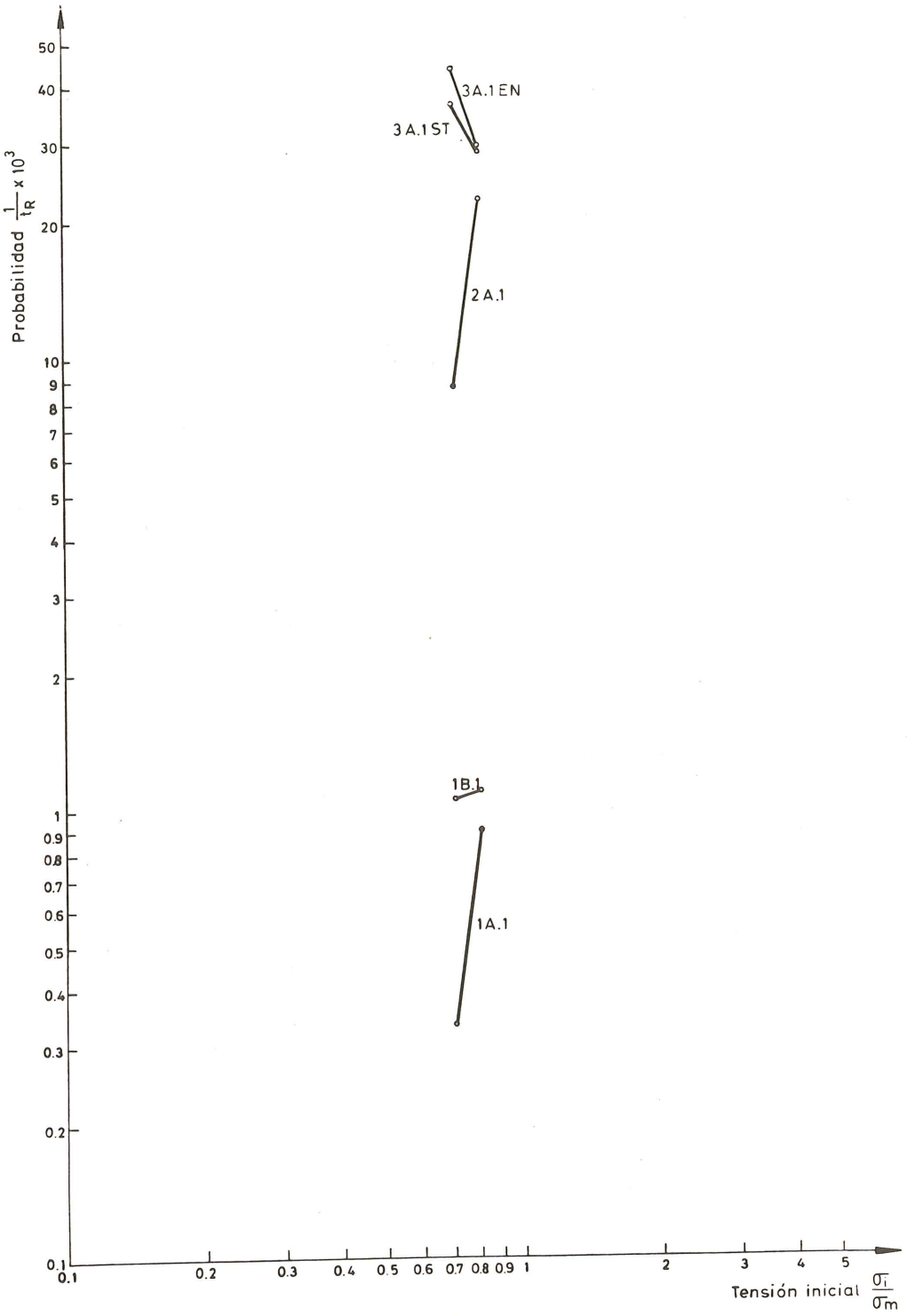

Probabilidad $\frac{1}{t_R} \times 10^3$
50
40
30
20
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
3A.1 EN
3A.1 ST
2A.1
1B.1
1A.1
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1
2
3
4
5
Tensión inicial $\frac{\sigma_i}{\sigma_m}$

Fig. 5.

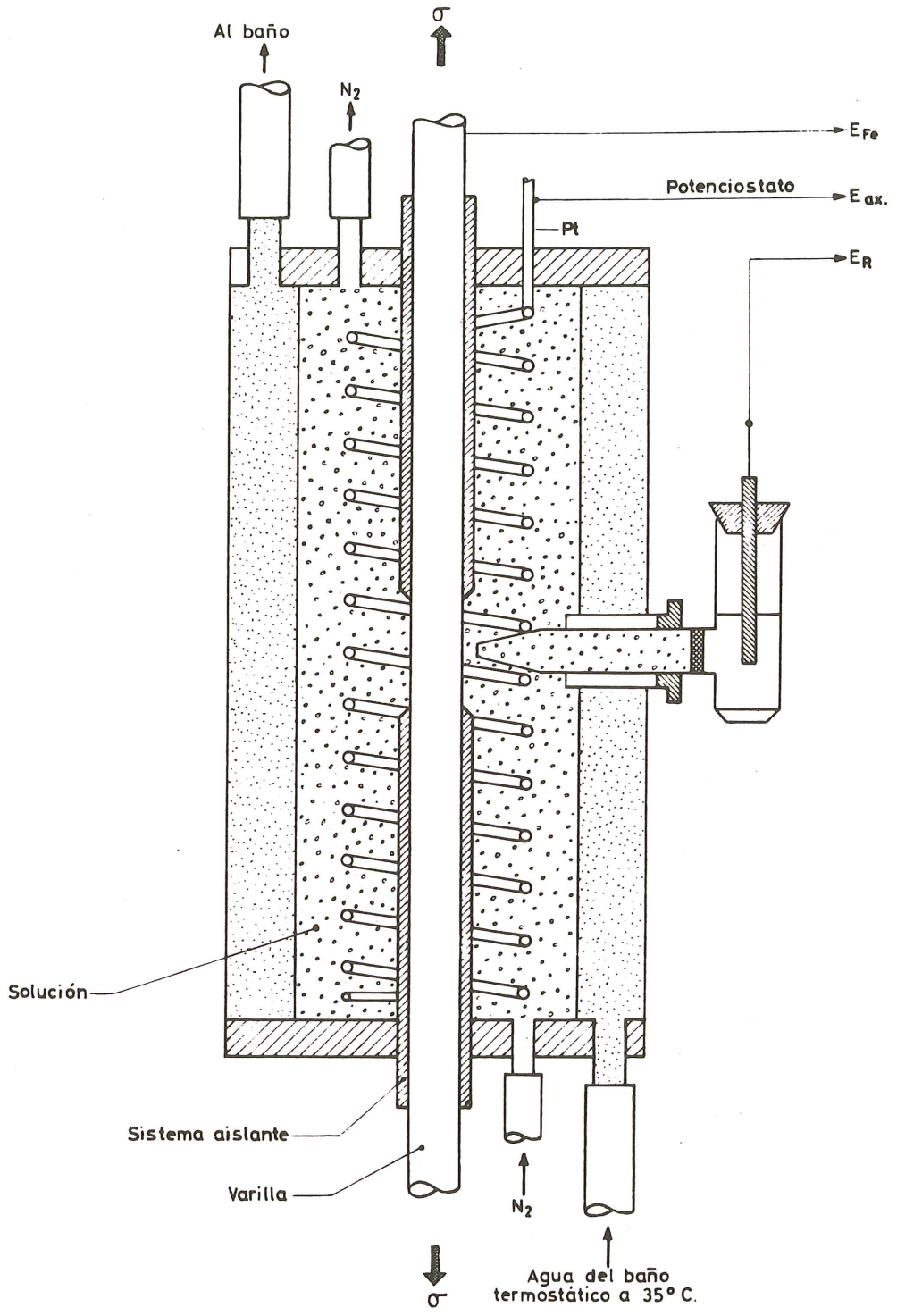
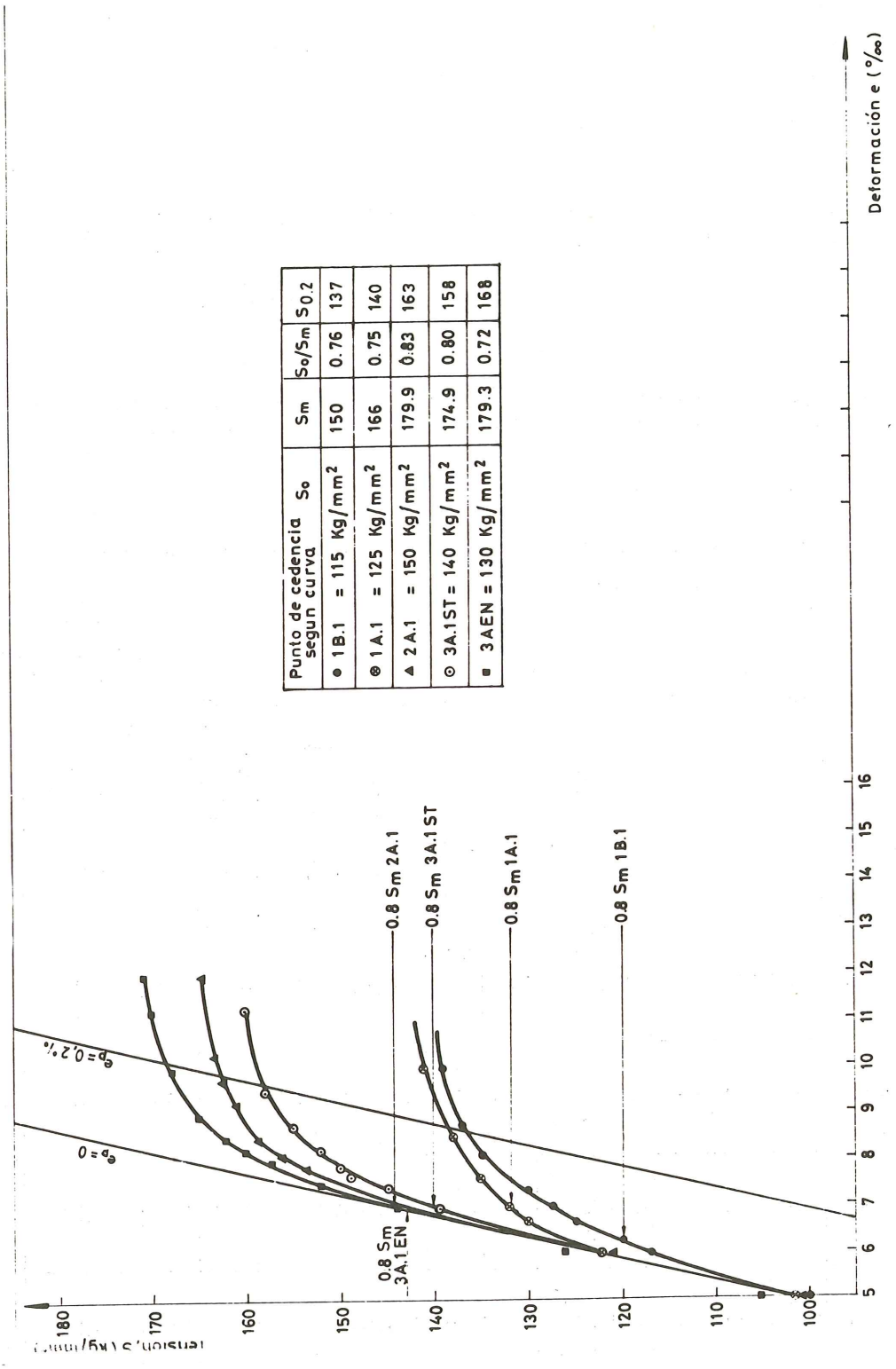


Fig. 6. Célula para medir $V_{corr.}$



Punto de cedencia según curva	S_o	S_m	S_o/S_m	$S_{0.2}$
● 1B.1	= 115 Kg/mm²	150	0.76	137
⊛ 1A.1	= 125 Kg/mm²	166	0.75	140
▲ 2A.1	= 150 Kg/mm²	179.9	0.83	163
⊙ 3A.1ST	= 140 Kg/mm²	174.9	0.80	158
■ 3AEN	= 130 Kg/mm²	179.3	0.72	168

Fig. 7.

geno se ha construido la Tabla III, que resume todas las propiedades mecánicas convencionales de los aceros empleados, más los valores de n y K que se corresponden con el perfil del tramo de cedencia de la curva de tracción (Fig. 7). Si, n_i fuera pequeño y K_i grande, el material ofrece mucha resistencia a la deformación plástica; y en caso contrario, n_i grande y K_i pequeño, el material cede plásticamente con facilidad. Apoyándonos en varias teorías sobre la fragilidad al hidrógeno de los aceros, también hemos creído conveniente calcular el valor del parámetro,

$$\Delta A_{0,2} = A_{0,2} - A_0 = \int_{S_0}^{S_{0,2}} \sigma \, d\epsilon$$

que representa la energía absorbida por el material desde el punto de cedencia hasta el límite elástico del 0,2 por 100 y cuyo valor es,

$$\Delta A_{0,2} = \left[\frac{\sigma^2}{2E} \right]_{S_0}^{S_{0,2}} + \left[\frac{n\,K}{n+1} \left(\frac{\sigma}{K} \right)^{n+1} \right]_{S_0}^{S_{0,2}}$$

Este parámetro es una función de todas las propiedades tecnológicas más importantes del acero. La columna novena de la Tabla III da los valores correspondientes a los materiales empleados.

TABLA III.–Comparación de propiedades mecánicas y probabilidad de fisuración

Material	Propiedad Mecánica												Probabilidad de Fisuración: 0,75 Sm $1/t_R \times 10^6$ (S^{-1})	
	Sm	$\frac{S_{0,2}}{Sm}$	em%	Σ%	ni	nm	Ki	Km	$\Delta A_{0,2}$	At	Relajación 1.000 h.			
											70%	80%	σ = cte 0,75 Sm	ϵ = cte 0,80 Sm
1 A.1	166	0,843	6,5	35	28,4 8,6	18,5	176 254	215	0,367	10,23	6,8	12,7	1,19	0,24
3 A.1 EN	179,3	0,935	5,06	43,42	36,4 21,3	28,9	201 220	210	0,610	8,17	4,4	9,6	2,33	7,93
1 B.1	149,3	0,920	4,55	36	10,6 30,4 20,3	20,4	262 170 185	206	0,415	6,72	2,8	7,36	3,67	0,29
2 A.1 ST	180	0,904	5,61	50,5	21,8 45,4 13,5	27,0	220 180 240	216	0,477	9,30	1,25	2,65	7,22	6,07
3 A.1 ST	175	0,903	5,47	42,4	19,4 52,5 11,6	27,8	224 179 243	216	0,621	9,07	1,1	4,8	19,17	7,82

Si se observa detenidamente la Tabla III, vemos que, de todas las propiedades tecnológicas convencionales, sólo encontramos una relación clara entre la Relajación a 70 por 100 y la probabilidad de fisuración a σ = cte e igual al 75 por 100 de la carga máxima; en cambio, la relación no es completa en la columna de Relajación al 80 por 100. Si pretendemos relacionar la Relajación al 70 por 100, la probabilidad de fisuración al 75 por 100 y la velocidad de corrosión, el acero 3A.1 EN se sale de la secuencia. Por otra parte, si nos fijamos en la columna de los valores del coeficiente de acritud medio, n_m, encontramos una relación entre los valores de,

$$P_{80}\ (\epsilon = \text{cte}),\ V_{corr},\ n_m \text{ y } \Delta A_{0,2}$$

La Tabla IV, recopila todos los valores obtenidos de cada uno de estos parámetros en los diferentes ensayos realizados. El hecho de ser un material muy resistente (elástico), tiene la contrapartida de ser más susceptible al hidrógeno, es decir, de las posibles combinaciones microestructurales, la de mayor energía es más sensible.

TABLA IV

Material	3A.1 EN	3A.1 ST	2A.1 ST	1B.1	1A.1
$V_{corr}\ (\frac{cm}{año})$	0,0930	0,0870	0,0831	0,0790	0,0745
$\Delta A_{0,2}\ (\frac{Kg.mm}{mm^3})$	0,610	0,621	0,477	0,415	0,367
$P_{80} \times 10^6\ (S^{-1})$ a ϵ = cte	7,93	7,82	6,07	0,29	0,24
$P_{75} \times 10^6\ (S^{-1})$ a σ = cte	2,33	19,17	7,22	3,67	1,19

Influencia de los estados previos de carga del hormigón, sobre su microfisuración y resistencia.

Por: José M. Fernández Paris - Prof. Num. de Física.
J.M. Izquierdo y Bernaldo de Quirós - Ing. de Caminos
del Inst. Técnico de Materiales y Construcciones

1. INTRODUCCION

El desarrollo que ha tenido en las dos últimas décadas la teoría de la fractura de los materiales homogéneos, principalmente metálicos, ha producido diversos intentos de aplicación a materiales compuestos y, en particular, al hormigón.

En este campo, sin embargo, la investigación parece haber pospuesto, por ahora, los planteamientos teóricos mientras no se desarrolle un conocimiento más profundo de las formas de rotura, tanto a nivel macroscópico como microscópico. Dentro de este campo, por otra parte, cobra máxima importancia, al contrario de lo que ocurre en los materiales metálicos, las formas de rotura correspondientes a los estados tensionales de compresión unidireccional que, en principio, van a ser a los que va a someterse el hormigón.

Los procedimientos de inspección del comportamiento del hormigón frente a acciones de compresión en lo referente al desarrollo y propagación de la microfisuración interna, han sido clasificados (1) en los siguientes grupos:

1. Técnicas de prospección radiográfica (Rayos X).

2. Microscopía.

3. Fotoelasticidad.

Si abandonamos el tercer procedimiento, por ofrecer únicamente una información limitada del comportamiento general y restringida a trabajos bidimensionales, observamos (1) (*) que, ante la gran ventaja que supone la prospección radiográfica, en cuanto a rapidez y posibilidad de obtención de información tridimensional, presenta una gran desventaja en cuanto a reconocimiento de fisuras en el mortero, las cuales son las que producen el agotamiento del hormigón, Fig. 1.

En efecto, es un hecho conocido que el hormigón presenta (o puede presentar) una microfisuración inicial en la superficie de contacto del árido. DHIR Y SANGHA (2), citando a HSU (3), advierten que cuando la relación "distancia entre partículas a diámetro de las mismas" es inferior a 0,2, lo cual ocurre en la generalidad de los hormigones corrientes, aparecen elevadas tensiones en la superficie de contacto mortero-árido que producirán la iniciación de la microfisuración. Diversos autores llegan a la conclusión de que la fisuración:

(*) Los números entre paréntesis hacen referencia a la bibliografía citada al final del trabajo.

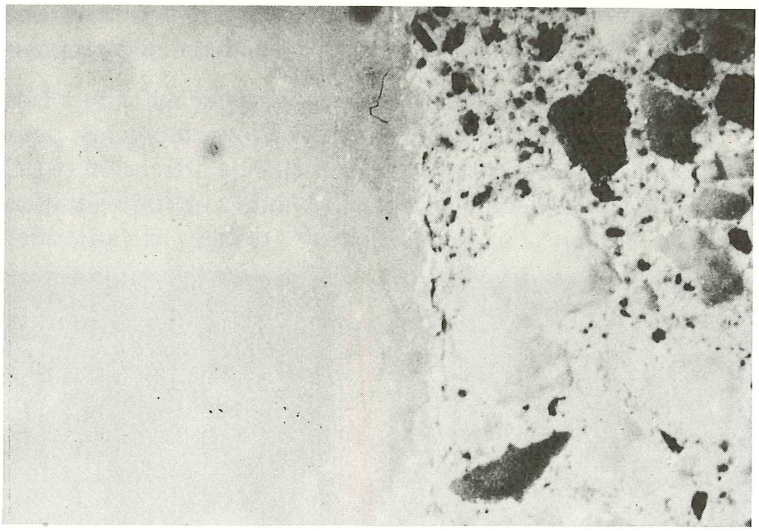


Fig. 1. Fisuras del mortero.

- Raramente se produce en la superficie de los granos de arena. (4)
- Depende fundamentalmente del tamaño máximo del árido:(La tensión de rotura de adherencia en la superficie del mismo aumenta al disminuir el tamaño máximo.(5))
- Progresa fundamentalmente en áridos. (6):

  a) Cuando están inclinados 45º con la dirección de carga.

  b) Si presentan planos con fisuras de adherencia en ambas caras.

  c) Cuando existen zonas de segregación del árido grueso.

En cualquier caso (7) parece ser que en el desarrollo de la fisuración tiene más importancia la deformación final alcanzada que la carga a que haya estado sometida la pieza, ésto es, que la historia de las solicitaciones.

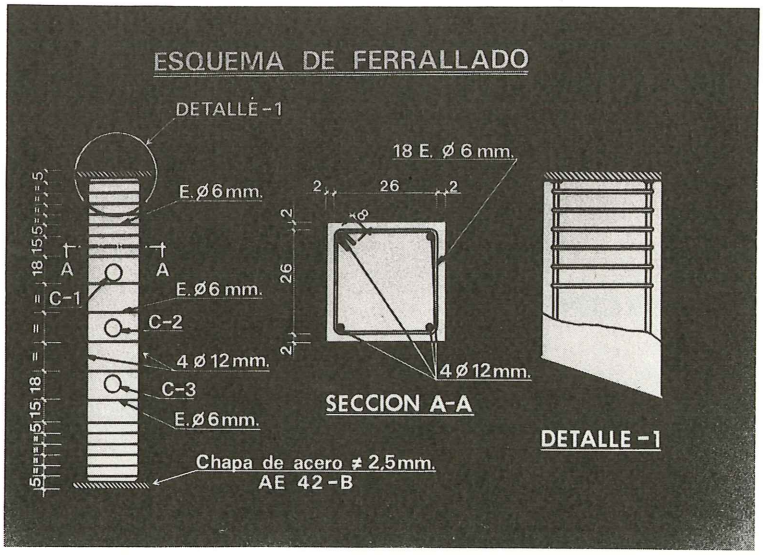


Fig. 2.

Las fisuras pueden clasificarse en adherentes y de mortero (véase apartado 4.). Las primeras se producen en el contacto entre las partículas de árido y el mortero. Las fisuras de mortero se producen para tensiones de cierta consideración y su propagación, por fluencia;

puede conducir al agotamiento del hormigón. Sin embargo, si la carga inicial no produce fisuración del mortero la fluencia no la originará ni se producirá el agotamiento del hormigón.

Por otra parte, es posible que la historia de cargas pueda afectar a la resistencia del hormigón en forma tal que su resistencia a compresión en un momento determinado no fuera comparable con la inicial, como ocurre con la resistencia a tracción (8). Este aspecto cobra máxima importancia en el caso del hormigón pretensado sometido a esuferzos considerables, cuya determinación de resistencia se realiza mediante testigos extraídos del mismo.

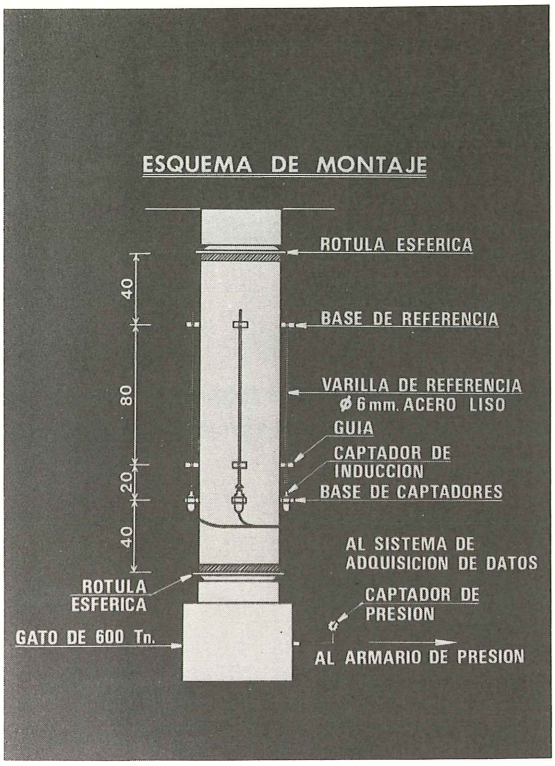


Fig. 3

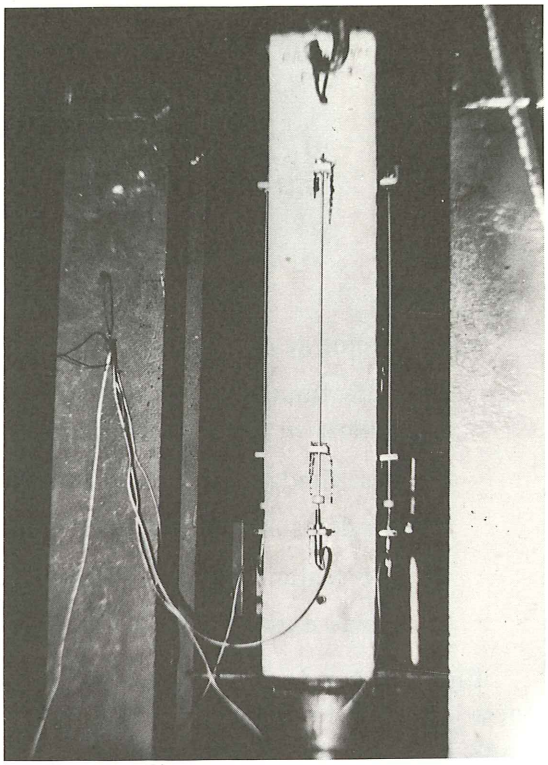


Fig. 4

Los ensayos que se acometieron en el presente trabajo, estudiaron la influencia de un proceso de compresión previa relativamente rápido sobre la microfisuración del hormigón, y, simultáneamente, sobre la resistencia de probetas-testigo de hormigón endurecido, extraídas de un elemento cargado. Estas probetas pudieran no representar fielmente la resistencia inicial del hormigón.

2. PLANTEAMIENTO GENERAL

El plan de ensayos consistió, básicamente, en la fabricación de 10 pilares de 0,30 x 0,30 m. y 1,80 m. de altura. Dos de estos pilares se ensayan en prensa hasta rotura. Los restantes se comprimen, por parejas, durante cuatro horas al 0, 60, 70 y 80 por 100 de la carga prevista de rotura según los resultados obtenidos en los dos primeros. Posteriormente, de cada pilar se extraen, con sonda de corona de diamante, tres testigos de ϕ 100 mm. que se examinan, previo pulido y utilizando la técnica de contraste adecuada, en un microscopio estereoscópico, obteniendo las fotomicrografías correspondientes. Posteriormente, dichos testigos son ensayados a compresión.

Más adelante, por diversas circunstancias observadas en la realización, se consideró conveniente ampliar el Plan de Ensayos mediante la fabricación de 4 pilares adicionales. De dos

de ellos se extrajeron testigos sin someterlos a compresión previa, al igual que de los otros dos, previa compresión de 4 horas al 75°/o de la carga de rotura prevista.

3. PREPARACION Y MONTAJE DEL ENSAYO

La carga fue aplicada mediante un gato ICON de 600 Tn. a 250 kp/cm^2 y controlada por un armario de presión MANN, con escala de 160 kg/cm^2 equivalente a 384 Tn. a fondo de escala.

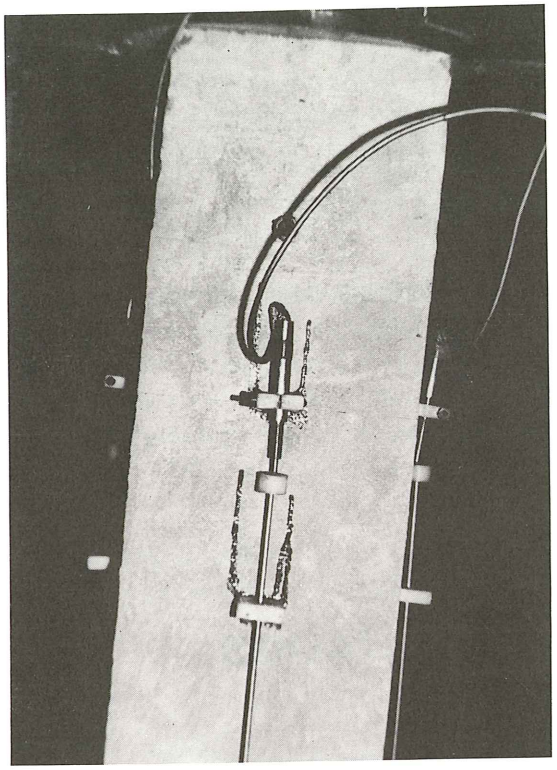
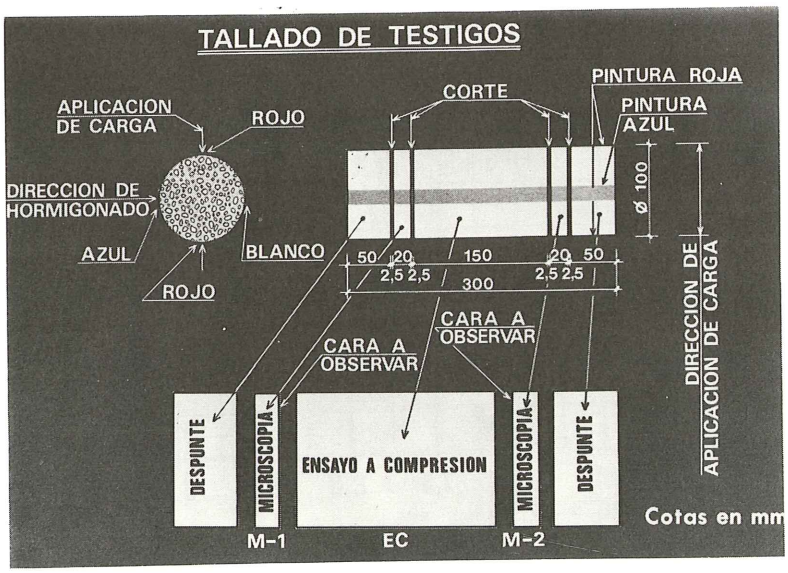


Fig. 5. Pilar de carga.



Fig. 6. Extracción del testigo



Fir. 7. Tallado de testigos.

Los testigos fueron extraídos con sonda Pixie provista de corona de diamante tipo Diaborit de 103 mm. de diámetro interior, a una velocidad de avance máxima de 3 cm. por minuto, en sentido perpendicular a las direcciones de aplicación de la carga y de hormigonado.

Previamente a la extracción, se determinó la posición de las armaduras mediante sonda magnética, determinándose y numerándose las zonas de extracción. Estas se situaron en el interior de la base de medida en que fue registrado el diagrama cargas-deformaciones. Sobre los testigos se marcaron las direcciones de aplicación de la carga y hormigonado.

Los testigos fueron tallados con sierra de disco de diamente con arreglo al esquema de la Fig. 7, donde se recoge también el código empleado para la identificación de las direcciones de hormigonado y carga previa, citadas en el párrafo anterior.

De cada uno de los pilares de las series 0, 0', 1, 2, 3 y 4, fueron extraídas tres probetas-testigo de hormigón, de las que se separaron dos muestras por testigo para examen microscópico. La porción restante fue refrentada por las dos caras para su ensayo a compresión.

4. REALIZACION DEL ENSAYO

En este croquis se representan los diagramas cargas-deformaciones obtenidos en la puesta en carga de los pilares. La carga se debía mantener durante un período de 4 horas en los pilares ensayados al 60, 70, 75 y 80 por 100 de la rotura, pero durante el mantenimiento de la carga al 80 por 100 se produjo la rotura por cansancio del hormigón en todos los casos, pues como puede observarse, las deformaciones alcanzadas durante el mantenimiento de la carga son muy importantes, habiéndose registrado, en su caso, el 2, 3 por 1000 y en el otro el 4,6 por 1000.

Uno de los pilares pudo aprovecharse para el estudio tras su rotura, al presentar una zona no dañada de suficiente amplitud como para permitir la extracción de los testigos.

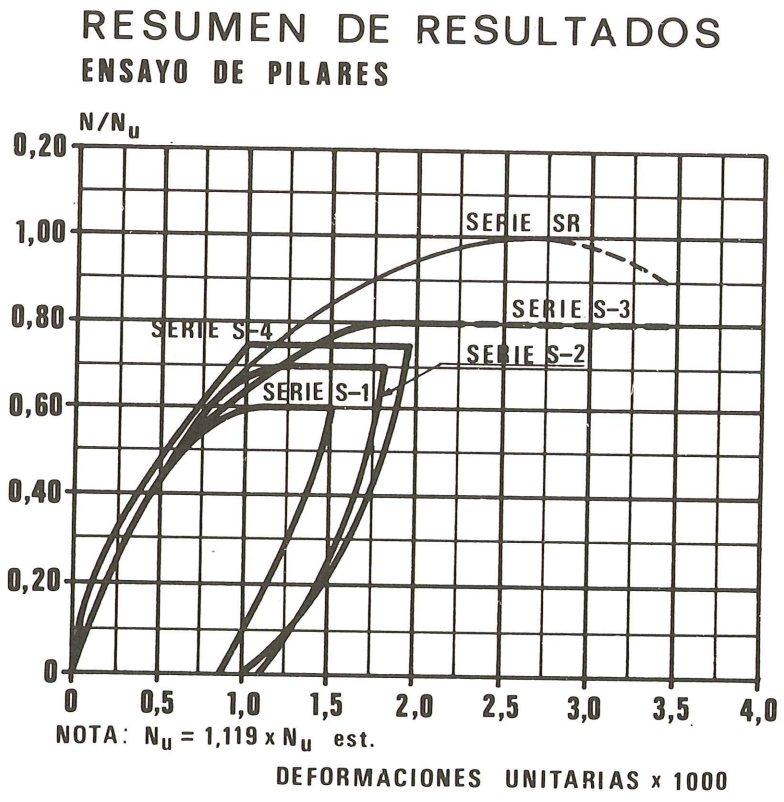


Fig. 8 Cargas deformaciones

Una vez talladas las muestras, se separaron las lajas destinadas a microscopía y se sometieron a un proceso de pulido que se esquematiza de la forma siguiente:

1 hora con polvo de carburo de silicio del N = 120

1 hora con polvo de carburo de silicio del N = 240.

1 1/2 hora con polvo de carburo de silicio del N = 600

Secado con aire caliente.

Impregnación con solución etílica de rojo Bengala al 1 por 100.

30 minutos de secado.

2 minutos de pulido suave con CSi del N = 600.

En cada cambio de solución de pulido en vehículo acuoso, se eliminaban los residuos acumulados en poros y fisuras mediante dardo de agua a presión. Al finalizar el proceso, se eliminó el abrasivo residual mediante dardo de etanol a presión y se secaron las muestras durante 30 minutos antes de proceder a su inspección.

Para realizar ésta, se marcaron las zonas a inspeccionar mediante una plantilla que definiera unas bandas de inspección, con objeto de posibilitar un barrido uniforme en las seis bandas interiores. El anillo externo, como apuntábamos anteriormente, fue desechado para evitar los efectos distorsionales de los procesos de extracción y tallado.

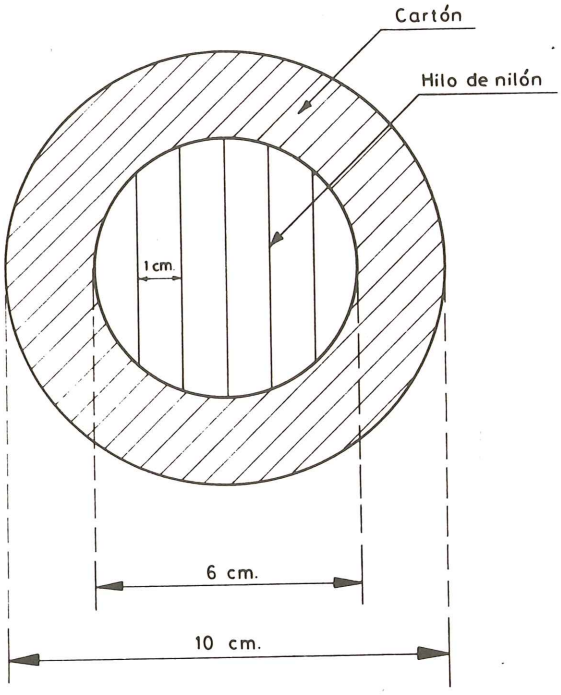


Fig. 9. Plantilla de observación.

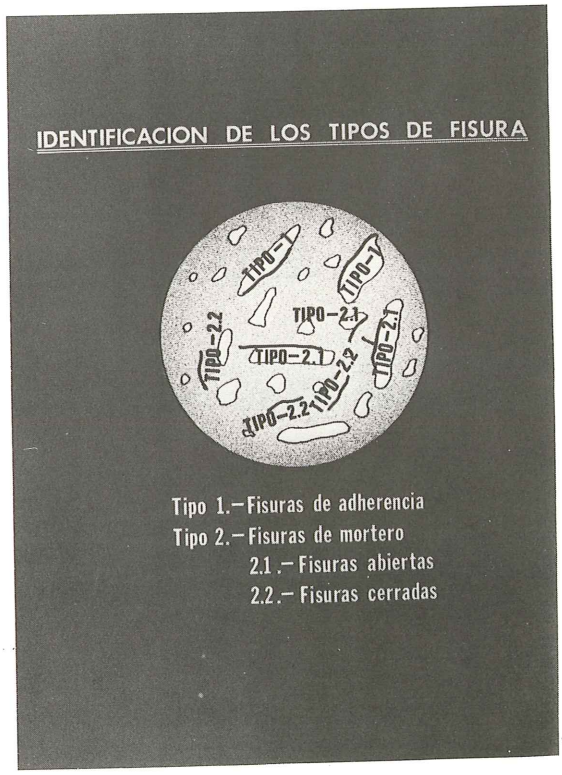


Fig. 10 Tipos de fisura

La preparación se colocó en la pletina de la lupa binocular, con luz oblícua a 40º y se examinó con ampliación 20 X. La apreciación de detalles ocasionales se realizaba con ampliaciones 30 X y 40 X.

Las fisuras fueron clasificadas en la forma siguiente:

a) Fisuras de adherencia, son aquellas que se producen en la superficie de contacto entre el árido grueso y el mortero por asentamiento de aquél y retracción de la pasta, fundamentalmente.

b) Fisuras de mortero, son las que se producen en el seno de la matriz de la pasta hidratada. Se denominan abiertas, a uno o dos extremos, cuando uno de éstos, o los dos, se prolongan hasta cortar a una fisura de adherencia, y cerradas en caso contrario.

Los resultados obtenidos en las distintas series se expresan en la Fig. 11 y los comentaremos en el siguiente apartado.

SERIE	PILAR	FISURAS OBSERVADAS				TOTAL
		ADHERENCIA	DE MORTERO			
			Cerradas	Abiertas	TOTAL	
S-0 CARGA 0 %	P_1	24	2	2	4	
	P_2	25	1	2	3	
	MEDIA	25			4	29
S-1 CARGA 60 %	P_1	32	3	31	34	
	P_2	21	4	62	66	
	MEDIA	27			50	77
S-2 CARGA 70%	P_1	20	7	54	61	
	P_2	16	2	65	67	
	MEDIA	18			64	82
S-3 CARGA 75%	P_1	17	3	73	76	
	P_2	18	4	66	70	
	MEDIA	18			73	91
S-4 CARGA 80 %	P_1	23	4	61	65	
	MEDIA	23			65	88

GRAFICO Nº 1.- RESULTADO DEL EXAMEN MICROSCOPICO

Fig. 11 Resultado recuento de fisuras.

5. RESUMEN Y COMENTARIOS

Del estudio que hemos expuesto pueden extraerse, en principio, algunas conclusiones interesantes.

a) La resistencia a compresión de probetas-testigo, extraídas de pilares que han sufrido una compresión previa, parecen acusar muy ligeramente a ésta, en el caso estudiado de testigos extraídos ortogonalmente a la dirección de aplicación de la carga, y hasta que se produce la rotura, en que dicha resistencia desciende brúscamente.

b) La génesis y propagación de microfisuras en el interior de la masa de hormigón, se produce según el esquema siguiente:

1. Las microfisuras iniciales de adherencia aparecen fundamentalmente en las caras de los áridos gruesos opuestas a la dirección de vertido del hormigón.

2. La aplicación del 60 por 100 de la carga de rotura del pilar produce un aumento notable de las fisuras de mortero existentes, que, en el caso estudiado, fue de 16 veces mientras que las fisuras de adherencia no parecen variar en número.

Aparecen zonas en que el árido se ha disgregado de la pasta cementante, observándose al microscopio como el efecto de una perdigonada sobre el material.



Fig. 12 Fisuras de adherencia.

3. Al incrementarse la carga hasta un 70 por 100 de la de rotura, se produce un nuevo incremento de la fisuración del mortero, que, en el caso estudiado, fue del 36 por 100 en parte a expensas de la "*fisuración de adherencia*", que queda parcialmente *encubierta* como "*fisuración de moretero abierta*" a uno o dos extremos.

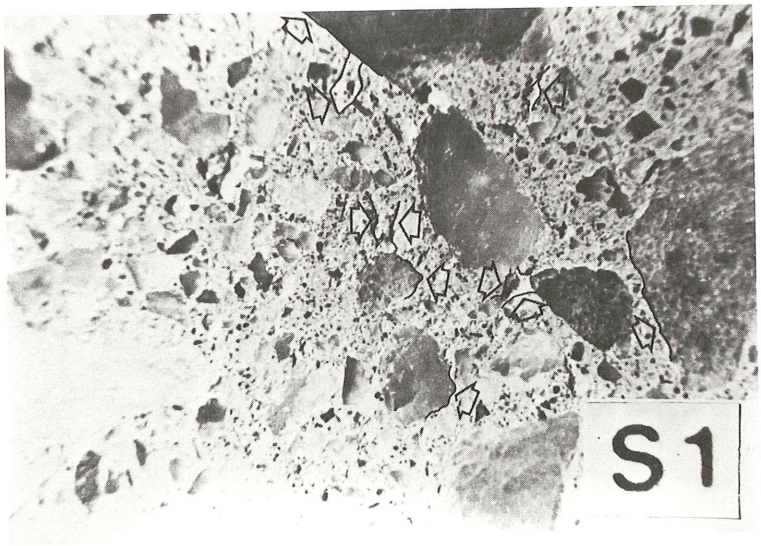


Fig. 13 Fisuras de mortero.

4. La carga del 75 por 100 incrementa nuevamente (un 14 por 100 en el caso estudiado) la fisuración de mortero.

5. Finalmente, en las probetas examinadas tras la rotura del pilar sometido a una carga del 80 por 100 de la prevista, mantenida 15 minutos, se apreciaron zonas extensas con la disgregación apuntada anteriormente, lo cual produce una imprecisión de resultados que se traduce en una aparente disminución de la fisuración, que, como tal, ha podido ser recontada. La disgregación observada permite identificar claramente la serie.

6. La dirección predominante de la microfisuración de mortero, coincide, sensiblemente, con la de aplicación de la carga, siendo, en este caso, paralela a la de la microfisuración de adherencia inicial, pues los pilares fueron hormigonados horizontalmente.

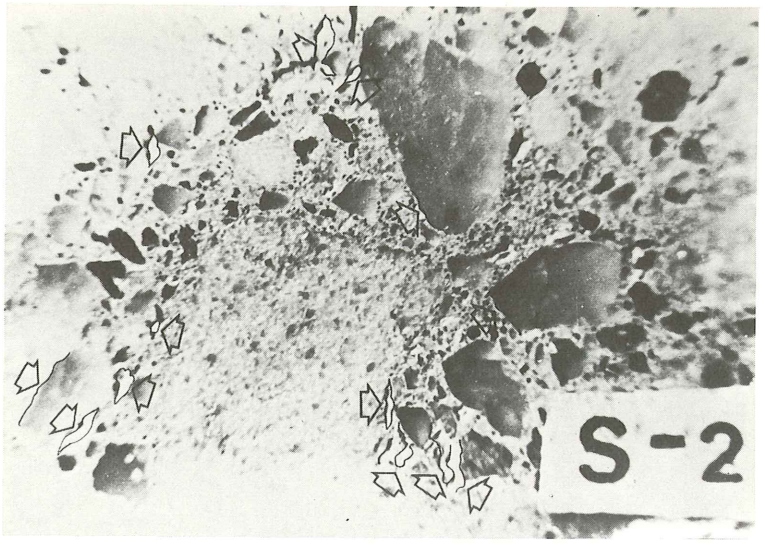


Fig. 14. Fisuración abierta del mortero.

Puede señalarse finalmente que la observación microscópica de un hormigón indica si éste ha estado o no sometido previamente a cargas elevadas. En el intervalo de cargas ensayado, es difícil precisar en qué grado sufrió el hormigón dicha precompresión, en base a la constancia de la fisuración de adherencia, como expresa este gráfico.

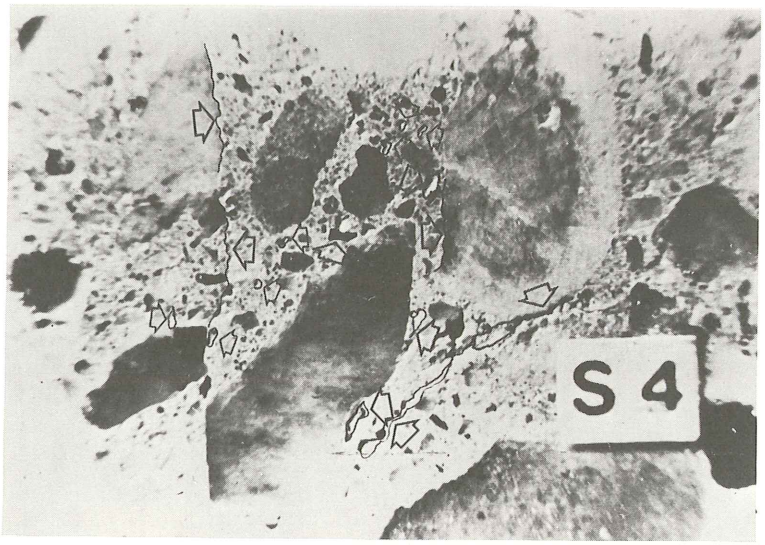


Fig. 15. Fisuración continua del mortero.

La interpretación de resultados en una investigación del nivel de tensiones a que se ha sometido el hormigón de una estructura, podría hacerse de la forma siguiente, tras la observación microscópica y el recuento y clasificación de fisuras, siguiendo el método que hemos expuesto:

1º) Si el número de fisuras en el mortero es inapreciable (inferior a 1 por cm^2), deduciríamos que las cargas aplicadas sobre el hormigón son inferiores al 50 por 100 de su capacidad.

2º) Si el número de fisuras en el mortero por cm^2 es superior a 3, y existen zonas extensas en que éste aparece disgregado, el hormigón se encuentra o ha encontrado en una situación de pre-rotura bajo tensiones iguales o superiores al 75 por 100 de su capacidad.

3º) Si el número de fisuras en el mortero es apreciable (superior a 1 por cm^2) y no aparecen zonas disgregadas extensas, no tenemos base para identificar el estado de tensiones del hormigón en la estructura, dada la dispersión de los ensayos realizados, sin embargo existe la posibilidad de que ese hormigón haya estado o esté sometido a un nivel de tensiones elevado (superior al 50 por 100 de su capacidad).

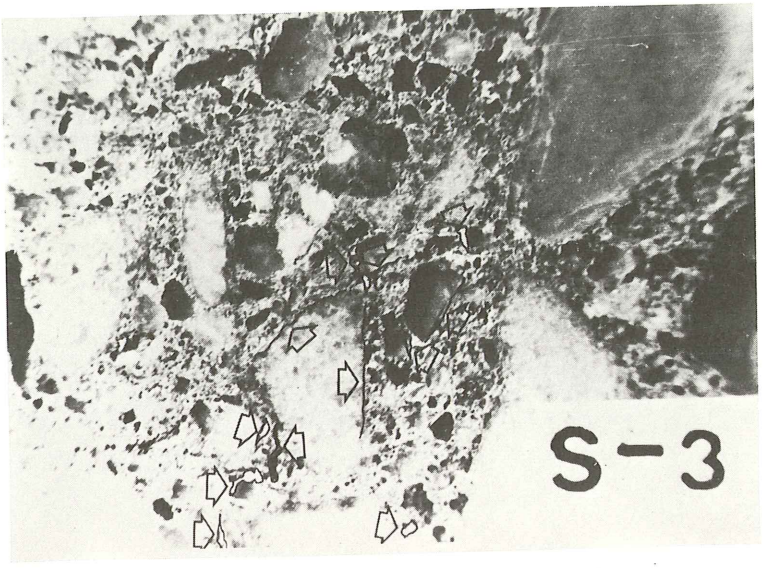


Fig. 16. Fisuras con zonas disgregadas.

El método descrito permite, en particular, identificar si un hormigón ha estado sometido a tensiones próximas a su tensión de rotura y al mismo tiempo los ensayos realizados muestran evidencia de que en esos casos la resistencia a compresión de los testigos procedentes de ese hormigón aparece reducida por la microfisuración interna, y los resultados no son por tanto directamente representativos de la calidad real del hormigón de la obra. Aunque únicamente se dispone de los resultados de un solo pilar en relación con este último punto, la uniformidad de los tres testigos extraídos 216, 228 y 231 kp/cm^2, permite sospechar que en casos de estructuras reales los testigos extraídos de zonas próximas a las de rotura de las piezas estén sustancialmente alterados.

El Instituto tiene el propósito de confirmar este segundo aspecto mediante una Investigación más amplia a realizar en el futuro.

Por último debemos destacar el apoyo, no sólo económico sino de interés y estímulo prestado para el desarrollo de esta investigación por la Asociación de Investigación en la Construcción, a la cual, así como al Investigador Coordinador D. Juan Monjo, expresamos desde aquí nuestro agradecimiento.

7. BIBLIOGRAFIA

1. SLATE y OLSEFSKI. X-Rays for Study of Internal Structure and Microcracking of concrete. ACI Journal, Mayo 1963, pp. 575 a 588.
2. R.K. OHIR y C.M. SHANGA. Development and propagation of microcracks in plain concrete. Materiaux et Constructions. Vol. 7, n.º 37./1974, pp. 17 a 23.
3. HSU T.T.C. Mathematical analysis of shrinkage stress in a model of hardened concrete. Journal of the ACI proc. Vol. 60, 1963, pp. 371 a 390.

4. SHA S.P., CHANDRA S. Critical stress, volume change and microcracking of concrete. Journal of the ACI proc. Vol. 65, 1968, pp. 770-781.
5. ALEXANDER K.M., WAROLAW J. Dependence of cement-aggregate bond-strength on size of aggregate. Nature Vol. 187, a 960, pp. 230-231.
6. MOAVENZADEH F., BREMMER T.W. Fracture of Portland-cement concrete Int. Conf. on Structure, Solid Mechanic and Engineering Design in Civil Engineering Bouthampton University, 1969.
7. B.L. MEYERS, F.O. SLATE y G. WINTER. Relationsship between timedependent Deformation and microcracking of plain concrete. Journal of the ACI. Enero 1969, pp. 60-68.
8. J. CALAVERA, E. GONZALEZ VALLE y G. GONZALEZ ISABEL. Influencia de los estados compresión previa en la resistencia a tracción del hormigón. Comunicación presentada a la Asamblea de la ATEP. Canarias. Octubre 1975.

★ ★ ★

Comentario a la "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado" E.P.-77.

Cuando, hace meses, se publicó la Instrucción española para obras de hormigón pretensado E.P.-77, se incluyó una nota en nuestra revista ofreciendo sus páginas, a todos los Miembros de la A.T.E.P., para que en ellas expusieran las propuestas de modificación, comentarios y discusiones que la lectura y aplicación de la mencionada Instrucción les sugiriese.

No obstante, pocos han sido en realidad los que hasta ahora han hecho uso de este ofrecimiento, seguramente porque, al principio y en una primera lectura, es fácil que algunos detalles, contradicciones, hipótesis discutibles, etc., pasen desapercibidos.

Sin embargo, estamos seguros de que en la actualidad, muchos de nuestros Asociados, conocen ya perfectamente esta Instrucción e incluso la han aplicado en sus cálculos. Y es muy probable que tengan muchas cosas que decir, que podrían ser muy aleccionadoras para los que, en el futuro, hayan de utilizarla, así como para la Comisión Permanente del Hormigón cuando vaya a proceder a la revisión de la E.P.-77.

Por todo ello, volvemos a insistir en nuestra oferta y a rogaros vuestra colaboración en este tema, de tanta trascendencia para el futuro de la técnica del pretensado en nuestro país.

Cualquier nota que nos enviéis a este respecto, aunque sea con carácter totalmente informal, podéis estar seguros de que habrá de ser muy favorablemente acogida y merecerá nuestra mejor atención y más sincero agradecimiento.

EL COMITE DE REDACCION

Estudio analítico de la influencia de las deformaciones diferidas en estructuras lineales isostáticas de hormigón. Pérdidas diferidas de pretensado.

Juan Murcia Vela
Dr. Ing. de Caminos

INTRODUCCION

Las estructuras de hormigón armado o pretensado se encuentran sometidas a una serie de acciones, cuyos efectos son mejor o peor conocidos a través del análisis estructural. Entre ellas se cuentan las llamadas acciones reológicas, en particular la retracción y la fluencia del propio hormigón, cuyos efectos no sólo no pueden ser despreciados en muchos casos (como, por ejemplo, en estructuras de hormigón pretensado para evaluar las pérdidas diferidas de pretensado) sino que a veces se impone realizar un análisis ajustado de los mismos (como ocurre en estructuras de cierta envergadura).

Es preciso tener presente que la retracción y la fluencia del hormigón se reducen a este material y no a las armaduras de acero, las cuales constituyen un obstáculo para la libre deformación del hormigón cuando existe adherencia suficiente, como ocurre en general en el hormigón armado y en el hormigón pretensado, tanto con armaduras pretesas como postesas (a partir, en este caso, de la inyección de los conductos con productos adherentes). Los aceros de pretensado presentan a su vez en mayor o menor medida el fenómeno de la relajación que, como tal y cualitativamente, es de similar carácter reológico que la fluencia en el hormigón.

En el análisis a nivel sección se impone por tanto un tratamiento que, al menos de entrada, separe y distinga las secciones netas de hormigón y acero, que presentan propiedades reológicas diferentes. Esto significa que, por un lado, será necesario establecer la compatibilidad de deformaciones en ambos materiales a nivel de las armaduras, a causa de su adherencia y, por otro, imponer el equilibrio entre ambas secciones netas (considerando, por ejemplo, el esfuerzo de tracción de la armadura como una compresión igual exterior a la sección neta de hormigón y viceversa) (5).

En el análisis a nivel estructura, si ésta es isostática, las condiciones de equilibrio nos definen las reacciones y esfuerzos debidas a las cargas exteriores, con independencia del análisis a nivel sección. Sin embargo, para conocer la deformabilidad de la estructura (desplazamientos, etc.) no se puede prescindir del análisis a nivel sección; como tampoco puede hacerse en el análisis de esfuerzos y reacciones de las estructuras hiperestáticas, totalmente ligado a la deformabilidad de las mismas.

Por otra parte, en la actualidad, el fenómeno de la fluencia del hormigón, que en relación con el de la retracción presenta mucha mayor complejidad para su representación, parece bastante bien reproducido mediante la teoría de viscoelasticidad lineal, proponiéndose dentro de ella varios modelos analíticos o numéricos (que admiten en general analogías mecánicas o eléctricas de las usadas en Reología), que se ajustan mejor o peor a la experimentación según las circunstancias concretas (1) (2).

Según estas premisas, se pretende realizar en este trabajo un estudio analítico integrado a nivel sección y estructura de los efectos de la retracción y de la fluencia del hormigón en estructuras isostáticas de hormigón armado o pretensado, que, en definitiva, es un análisis estructural donde aparece un nuevo factor a tener en cuenta, el tiempo. En el caso del hormigón pretensado este estudio ya considera automáticamente las pérdidas diferidas de pretensado por retracción y fluencia, y su efecto estructural.

HIPOTESIS

- Situación de la estructura en servicio.
- Isostatismo a nivel de la estructura.
- Deformación plana en las secciones.
- Perfecta adherencia entre acero y hormigón.
- Ausencia de fisuración.
- Fluencia del hormigón regida por la teoría de viscoelasticidad lineal.

DESARROLLO

En el análisis a nivel sección, y teniendo en cuenta las hipótesis de situación en servicio de la estructura, deformación plana, perfecta adherencia y no fisuración, es preciso trabajar sobre sección homogeneizada acero-hormigón, pero partiendo de las secciones netas de ambos materiales por separado, ya que la retracción y la fluencia son privativas del hormigón (5).

Esta forma de analizar la sección separa en principio ambas secciones netas, establece la condición de compatibilidad y considera el equilibrio en la sección de forma que la fuerza del acero actúa como una carga exterior (de compresión, en general) a la sección neta del hormigón.

Dada una acción actuante sobre la sección (que en el caso más general será una solicitación más una deformación impuesta), si se conoce en cada momento la fuerza existente en la armadura, se conocen las tensiones en el hormigón, como suma de las correspondientes a la solicitación y a la fuerza del acero como si fuera exterior (que, en general, produce un esfuerzo axil, un momento flector y un esfuerzo cortante).

En este caso se considerará como solicitación más general la combinación de un esfuerzo axil y un momento flector (el esfuerzo cortante, dadas las hipótesis, no se considera operante a efecto de las deformaciones). Como deformación impuesta se considerará una combinación de la retracción (que, a los efectos, en estructuras lineales se comporta como una deformación axil) y de la fluencia (que podrá tomarse como una superposición de deformación axil y de flexión, esto es, deformación constante más aumento de la curvatura de la sección).

Por su mayor complejidad, hagamos algunas consideraciones sobre la introducción en este análisis de las deformaciones de fluencia.

Según la teoría de viscoelasticidad lineal, cuyas hipótesis se ajustan de manera suficientemente aproximada al comportamiento tenso-deformacional en el tiempo del hormigón como tal material en los casos normales, en el caso de que sobre el hormigón se aplique una ley de tensiones función del tiempo $\sigma(t)$, se obtiene una deformación también en el tiempo que viene dada por la expresión:

$$\epsilon_{cc}(t) = \sigma(t_0)\, c(t, t_0) + \int_{t_0}^{t} c(t, \tau)\, \sigma'_\tau(\tau)\, d\tau$$

donde t_0 es el instante donde se inicia el proceso tenso-deformacional y $c(t, t_0)$ es la función de fluencia del hormigón, para cuya representación existen diversos modelos analíticos, numéricos o incluso gráficos (procedentes en este caso de experimentación directa) (1). Dado el carácter analítico de este estudio nos ceñiremos aquí a los primeros.

Teniendo presente la hipótesis de deformación plana es claro que una sección de hormigón sometida a una solicitación de esfuerzo axil N(t) y momento flector M(t), supuestas variables también del tiempo en principio, se deforma del modo que se expondrá a continuación.

Considérese una fibra genérica de la sección de altura y sobre la fibra baricéntrica de la sección neta de hormigón. La deformación por esfuerzo axil, incluyendo la fluencia, se puede expresar de la forma:

$$\epsilon_{cc}(t) = \frac{N(t_0)}{A_c} \cdot c(t, t_0) + \int_{t_0}^{t} c(t, \tau)\, \frac{N'(\tau)}{A_c}\, d\tau$$

donde A_c es el área de la sección neta de hormigón.

La deformación por flexión, incluyendo también la fluencia, será:

$$\epsilon_{cc}(t) = -\frac{M(t_0) \cdot y}{I_c} \cdot c(t, t_0) - \int_{t_0}^{t} c(t, \tau)\, \frac{M'(\tau) \cdot y}{I_c}\, d\tau$$

donde I_c es la inercia de la sección neta de hormigón.

Si actúan simultáneamente N(t) y M(t), como aquí se supone, la deformación en el tiempo de la fibra genérica considerada tendrá la forma:

$$\epsilon_{cc}(t) = \left[\frac{N(t_0)}{A_c} - \frac{M(t_0) \cdot y}{I_c}\right] c(t, t_0) + \int_{t_0}^{t} c(t, \tau) \left[\frac{N'(\tau)}{A_c} - \frac{M'(\tau) \cdot y}{I_c}\right] d\tau$$

Este sería el comportamiento de una sección de hormigón únicamente. El efecto de la armadura es preciso tenerlo en cuenta, y esto se realiza a través de la introducción de la fuerza de la misma como carga exterior a dicha sección de hormigón. La tensión en la armadura es también una función del tiempo $\sigma_s(t)$ y, si A_s es el área total de la armadura, la fuerza es $\sigma_s(t) \cdot A_s$, la cual, con el convenio de signos aquí admitido, proporciona sobre la sección de hormigón un esfuerzo axil de valor $-\sigma_s(t) \cdot A_s$ y un momento flector de valor $+\sigma_s(t) \cdot A_s \cdot e$, siendo e la excentricidad de la armadura referida a sección neta de hormigón.

Según esto la deformación en el tiempo de la fibra de profundidad y respecto al bari-

centro de la sección neta de hormigón es, teniendo en cuenta los esfuerzos N(t) y M(t), la fluencia del hormigón y la presencia de la armadura adherente,

$$\epsilon_{cc}(t) = \left[\frac{N(t_0) - \sigma_s(t_0) \cdot A_s}{A_c} - \frac{M(t_0) + \sigma_s(t_0) \cdot A_s \cdot e}{I_c} \cdot y \right] c(t, t_0) +$$

$$+ \int_{t_0}^{t} c(t, \tau) \left[\frac{N'(\tau) - \sigma_s(\tau) \cdot A_s}{A_s} - \frac{M'(\tau) + \sigma_s(\tau) \cdot A_s \cdot e}{I_c} \cdot y \right] d\tau$$

Hasta aquí las consideraciones referentes a la deformación por fluencia del hormigón. A esta deformación es preciso añadir la deformación por retracción $\epsilon_{cs}(t)$, que obviamente es una función del tiempo.

Establezcamos ahora la ecuación de compatibilidad, la cual nos va a permitir conocer precisamente la función σ_s (t), tensión en la armadura. Llamando E_s al módulo de elasticidad del acero, esta condición no es otra que:

$$\sigma_s = \epsilon_s \cdot E_s = \epsilon_c \cdot E_s$$

para un determinado instante y a nivel de la armadura, esto es, a la profundidad correspondiente a la excentricidad e de la armadura. Teniendo en cuenta que nos encontramos ante un proceso en el tiempo, habrá que reflejar ese instante como el que corresponde a un diferencial de tiempo dt, tomando diferenciales de todas las funciones temporales en juego. Por otro lado, se tendrá que sustituir la profundidad genérica y por el valor concreto de la excentricidad e.

La condición de compatibilidad resulta, según todo lo antedicho, de la forma:

$$\sigma_s'(t) = [\epsilon_{cs}'(t) + \epsilon_{cc}'(t)] \cdot E_s$$

Desarrollándola en función de las expresiones obtenidas más arriba se llega a:

$$\frac{\sigma_s'(t)}{E_s} = \epsilon_{cs}'(t) + \left[\frac{N(t_0) - \sigma_s(t_0) \cdot A_s}{A_c} - \frac{M(t_0) + \sigma_s(t_0) \cdot A_s \cdot e}{I_c} \cdot e \right] c'(t, t) +$$

$$+ \left[\frac{N'(t) - \sigma_s'(t) \cdot A_s}{A_c} - \frac{M'(t) + \sigma_s'(t) \cdot A_s \cdot e}{I_c} \cdot e \right] c(t, t_0) +$$

$$+ \int_{t_0}^{t} c_t'(t, \tau) \left[\frac{N'(\tau) - \sigma_s'(\tau) \cdot A_s}{A_c} - \frac{M'(\tau) + \sigma_s'(\tau) \cdot A_s \cdot e}{I_c} \cdot e \right] d\tau$$

Esta expresión se transforma, por integración por partes de la integral, en la siguiente expresión general:

$$\frac{\sigma_s'(t)}{E_s} = \epsilon_{cs}'(t) + \left[\frac{N'(t) - \sigma_s'(t) \cdot A_s}{A_c} - \frac{M'(t) + \sigma_s'(t) \cdot A_s \cdot e}{I_c} \cdot e \right] c(t, t) +$$

$$+ \left[\frac{N(t) - \sigma_s(t) \cdot A_s}{A_c} - \frac{M(t) + \sigma_s(t) \cdot A_s \cdot e}{I_c} \cdot e \right] c_t'(t, t) +$$

$$- \int_{t_0}^{t} c_{t\tau}''(t, \tau) \left[\frac{N'(\tau) - \sigma_s'(\tau) \cdot A_s}{A_c} - \frac{M'(\tau) + \sigma_s'(\tau) \cdot A_s \cdot e}{I_c} \cdot e \right] d\tau$$

Interpretemos esta expresión. El primer término del segundo miembro representa sin lugar a dudas la influencia de la retracción en la variación de la tensión de la armadura (variación negativa, esto es, pérdida de tensión, ya que la retracción lleva implícito su signo negativo por suponer una contracción); el segundo término representa la influencia de la deformación instantánea correspondiente a la variación diferencial de los esfuerzos N(t) y M(t), puesto que, c(t, t) equivale a la inversa del coeficiente de deformación del hormigón E_c en el instante t; el tercer y cuarto términos representan la influencia de la deformación tensional diferida durante todo el proceso, esto es, de la fluencia del hormigón.

La resolución de esta ecuación integral conduce a la obtención de la función $\sigma_s(t)$, tensión de la armadura en el tiempo. Con ello se conoce directamente el comportamiento de la sección de acero y, al mismo tiempo, el comportamiento de la sección de hormigón, a través de los esfuerzos que la armadura introduce y cuyo valor ya ha sido mencionado. Todos los demás efectos son conocidos de entrada, puesto que se plantean como datos del análisis (esfuerzos N(t) y M(t), valores de la retracción y de la fluencia). Con esto concluye, en principio, el análisis a nivel sección y, en cuanto al análisis a nivel estructura, solo resta realizar el estudio de deformabilidad mediante la integración de las deformaciones axiles y de flexión (curvaturas) que se derivan del estudio anterior en el tiempo de las diferentes secciones de la estructura. Esto es así por tratarse de estructuras isostáticas; en otro caso el problema se complica puesto que a nivel también de esfuerzos y reacciones existe una interdependencia sección-estructura, de manera que, por ejemplo, N(t) y M(t) ya no son conocidos a priori, esto es, no son datos sino incógnitas que incluyen esfuerzos hiperestáticos.

No obstante, a partir de la última expresión obtenida es posible derivar expresiones más sencillas, si se introducen los datos que en la práctica se vienen utilizando en este tipo de análisis.

En primer lugar, entre los modelos analíticos que definen en la práctica la función de fluencia del hormigón $c(t, t_0)$ existen algunos, los más utilizados, en los que, por ser de variables t y t_0 separadas, la derivada $c''_{t\tau}(t, \tau)$ se anula. Esto suprime, por un lado, el último término integral de la expresión general, con lo cual ésta resulta ya una ecuación diferencial; pero, por otro, $c'_t(t, \tau)$ es sólo función de t, por lo que se puede poner $c'_t(t, \tau) = c'(t)$. A partir de aquí se considerarán funciones $c(t, t_0)$ con esta propiedad.

Teniendo en cuenta que c(t, t) es, como se ha apuntado ya, la inversa del módulo $E_c(t)$ del hormigón y que, en la práctica, este parámetro se considera constante ya que su variación en el tiempo es muy rápida hasta estabilizarse, el término $E_s \cdot c(t, t)$ representa el coeficiente de equivalencia n. Según esto la ecuación diferencial que resulta tiene la expresión siguiente:

$$\sigma'_s(t)\left[1 + n \cdot A_s\left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right)\right] + \sigma_s(t) \cdot E_s \cdot c'(t) \cdot A_s\left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right) =$$

$$= \epsilon'_{cs}(t) \cdot E_s + n\left(\frac{N'(t)}{A_c} - \frac{M'(t) \cdot e}{I_c}\right) + E_s\, c'(t)\left(\frac{N(t)}{A_c} - \frac{M(t) \cdot e}{I_c}\right)$$

En segundo lugar, los esfuerzos que intervienen en la fluencia del hormigón son, en la práctica, los correspondientes a las cargas con carácter de permanencia, las cuales se consideran en el cálculo como constantes dada su naturaleza. Esto conduce a la posibilidad práctica

de suponer con toda justificación que N(t) y M(t) son constantes y, por tanto, no dependen del tiempo, con lo que se simplifica algo más la expresión. Según esto, se designarán a partir de ahora simplemente por N y M.

En esta situación se tiene una ecuación diferencial del tipo

$$\sigma_s'(t) + f(t) \cdot \sigma_s(t) = g(t)$$

donde:

$$f(t) = \frac{E_s \cdot c'(t) \cdot A_s \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right)}{1 + n \cdot A_s \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right)} = \alpha \cdot c'(t)$$

$$g(t) = E_s \cdot \frac{\epsilon_{cs}'(t) + c'(t) \left(\frac{N}{A_c} - \frac{M \cdot e}{I_c}\right)}{1 + n \cdot A_s \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right)}$$

cuya solución general es de la forma:

$$\sigma_s(t) = \bar{e}^{\int f(t)\,dt} \left[\int g(t) \cdot e^{\int f(t)\,dt}\,dt + K\right]$$

Según la expresión de esta solución general, la resolución de la ecuación diferencial se simplifica extraordinariamente si el término $\epsilon_{cs}'(t)$ es de la forma $a \cdot c'(t)$, esto es en definitiva, si la retracción crece de la misma manera que la fluencia en el tiempo. Aunque esto en general no es cierto, puesto que la escala en que se desarrolla la retracción es en general distinta que la de la fluencia, puede suponerse cierta esta hipótesis simplificativa sin excesivo error.

Con ello:

$$g(t) = E_s \cdot \frac{a \cdot c'(t) + c'(t) \left(\frac{N}{A_c} - \frac{M \cdot e}{I_c}\right)}{1 + n \cdot A_s \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right)} = \beta \cdot c'(t)$$

y la solución en general de la ecuación diferencial se puede desarrollar de la forma siguiente:

$$\sigma_s(t) = e^{-\int \alpha \cdot c'(t)\,dt} \left[\int \beta \cdot c'(t) \cdot e^{\int \alpha \cdot c'(t)\,dt}\,dt + K\right] =$$

$$= e^{-\alpha \cdot c(t)} \left[\beta \int e^{\alpha \cdot c(t)} \cdot c'(t) \cdot dt + K\right] =$$

$$= e^{-\alpha \cdot c(t)} \left[\frac{\beta}{\alpha} \cdot e^{\alpha \cdot c(t)} + K\right] = \frac{\beta}{\alpha} + K \cdot e^{-\alpha \cdot c(t)}$$

Obtenida la expresión de la solución, solo resta imponer las condiciones iniciales que permitan obtener el valor de la constante K, esto es, $\sigma_s(t) = \sigma_s(t_0) = \sigma_{so}$ y $c(t) = c(t_0)$. De aquí:

$$\sigma_{so} = \frac{\beta}{\alpha} + K \cdot e^{-\alpha \cdot c(t_0)}$$

$$K = \left(\sigma_{so} - \frac{\beta}{\alpha}\right) e^{\alpha \cdot c(t_0)}$$

$$\sigma_s(t) = \frac{\beta}{\alpha} + \left(\sigma_{so} - \frac{\beta}{\alpha}\right) e^{-\alpha [c(t) - c(t_0)]}$$

con:

$$\frac{\beta}{\alpha} = \frac{a + \dfrac{N}{A_c} - \dfrac{M \cdot e}{I_c}}{A_s \left(\dfrac{1}{A_c} + \dfrac{e^2}{I_c}\right)}$$

$$\alpha = \frac{E_s \cdot A_s \left(\dfrac{1}{A_c} + \dfrac{e^2}{I_c}\right)}{1 + n \cdot A_s \left(\dfrac{1}{A_c} + \dfrac{e^2}{I_c}\right)}$$

Obtenida $\sigma_s(t)$ en la armadura, es posible conocer de forma inmediata las tensiones y deformaciones en toda la sección, también en función del tiempo.

Sobre la sección neta de hormigón actúa un esfuerzo axil de valor $N - \sigma_s(t) \cdot A_s$ y un momento flector de valor $M + \sigma_s(t) \cdot A_s \cdot e$, por lo cual se tiene que la tensión en una fibra genérica de ordenada y de la sección de hormigón es:

$$\sigma_{cy}(t) = \frac{N - \sigma_s(t) \cdot A_s}{A_c} - \frac{M + \sigma_s(t) \cdot A_s \cdot e}{I_c} \cdot y$$

y la deformación:

$$\epsilon_{cy}(t) = \epsilon_{cs}(t) + \epsilon_{cc}(t) =$$

$$= \epsilon_{cs}(t) + \left[\frac{N - \sigma_s(t_0) \cdot A_s}{A_c} - \frac{M + \sigma_s(t_0) \cdot A_s \cdot e}{I_c} \cdot y\right] c(t, t_0) -$$

$$- \int_{t_0}^{t} c(t, \tau) \cdot \sigma_s'(\tau) \cdot A_s \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e \cdot y}{I_c}\right) d\tau$$

La expresión anterior revela que la deformación de la sección es la superposición de una deformación axil de valor:

$$\epsilon(t) = \epsilon_{cs}(t) + \frac{N - \sigma_s(t_0) \cdot A_s}{A_c} \cdot c(t, t_0) - \int_{t_0}^{t} c(t, \tau) \cdot \sigma_s'(\tau) \cdot \frac{A_s}{A_c} \, d\tau$$

y de una curvatura de valor:

$$\frac{1}{r}(t) = \frac{M + \sigma_s(t_0) \cdot A_s \cdot e}{I_c} \cdot c(t, t_0) + \int_{t_0}^{t} c(t, \tau) \cdot \sigma_s'(\tau) \cdot A_s \cdot \frac{e}{I_c} \cdot d\tau$$

El análisis a nivel estructura resulta ya a partir de aquí muy simple. Si x es la abscisa o coordenada que marca la posición de la sección en la estructura, al realizar el estudio para una sección genérica se obtendrá en realidad $\sigma_s(t, x)$, esto es, la tensión de la armadura como función de su posición y del tiempo. De la misma manera, puede hablarse de $\sigma_{cy}(t, x)$ y de $\epsilon_{cy}(t, x)$. Por otra parte, a partir de la deformación axil $\epsilon(t, x)$ y de la curvatura $\frac{1}{r}(t, x)$ puede estudiarse la deformabilidad de la estructura, esto es sus desplazamientos, de la manera habitual en estructuras lineales.

APLICACIONES

Entre los modelos aproximados para representar la fluencia del hormigón y evaluar sus efectos para plazos no muy cortos (superiores a los tres meses, según convenio bastante generalizado), se destaca para la aplicación práctica el método de Dischinger mejorado (1) (2) (3), que parte de una función de fluencia de la forma:

$$c(t, t_0) = \frac{1}{E_{co}} \left\{ 1 + \varphi_d + \varphi_f \left[\beta_f(t) - \beta_f(t_0) \right] \right\}$$

donde:

E_{co} representa el módulo de deformación instantánea del hormigón, tomado normalmente a 28 días.

φ_d es el coeficiente de fluencia elástica o elasticidad diferida, de valor constante e igual a 0,4.

φ_f es el coeficiente de fluencia plástica.

$\beta_f(t)$ es una función temporal creciente y asintótica, de valor final unidad, para cuya representación analítica se suele emplear una función del tipo $\frac{t}{t + \delta}$ o potencias racionales de ella (en particular, $\sqrt[3]{t/(t + \psi)}$, siendo δ y ψ constantes; existen también para su definición gráficos empíricos (2) (3).

Si se utiliza esta función de fluencia, la retracción viene dada, según las hipótesis del análisis realizado más arriba, por:

$$\epsilon_{cs}(t, t_0) = \epsilon_{cso} \left[\beta_f(t) - \beta_f(t_0) \right]$$

donde ϵ_{cso} es el coeficiente de base de retracción. El valor del coeficiente a, según todo esto, es

$$a = \epsilon_{cso} \frac{E_{co}}{\varphi_f}$$

Por tanto, la tensión de la armadura en función del tiempo es, en este caso,

$$\sigma_s(t) = \frac{\beta}{\alpha} + \left(\sigma_{so} - \frac{\beta}{\alpha}\right) \cdot e^{-\alpha \frac{\varphi_f}{E_{co}} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]}$$

con

$$\frac{\beta}{\alpha} = \frac{\epsilon_{cso} \frac{E_{co}}{\varphi_f} + \frac{N}{A_c} - \frac{M \cdot e}{I_c}}{A_s \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right)}$$

$$\alpha = \frac{E_s \cdot A_s \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right)}{1 + n \cdot A_s \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right)}$$

El incremento de tensión en la armadura es:

$$\Delta\sigma_s(t) = \sigma_s(t) - \sigma_{so} = \left(\frac{\beta}{\alpha} - \sigma_{so}\right) \left\{ 1 - e^{-\alpha \frac{\varphi_f}{E_{co}} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]} \right\}$$

La relación mutua entre los valores inicial y final de la tensión en la armadura es:

$$\sigma_{s\infty} = \frac{\beta}{\alpha} + \left(\sigma_{so} - \frac{\beta}{\alpha}\right) e^{-\alpha \frac{\varphi_f}{E_{co}} [1 - \beta(t_0)]}$$

$$\sigma_{so} = \frac{\beta}{\alpha} + \left(\sigma_{s\infty} - \frac{\beta}{\alpha}\right) e^{\alpha \frac{\varphi_f}{E_{co}} [1 - \beta(t_0)]}$$

En el caso de una armadura activa o de pretensado, el valor de la fuerza de pretensado P de la armadura en el tiempo, las pérdidas de pretensado y las relaciones entre los valores inicial y final de dicha fuerza, son inmediatos a partir de las expresiones anteriores, multiplicando por el área de la armadura.

CONCLUSION

Se ha llegado en este trabajo el establecimiento de unas expresiones que permiten obtener de forma analítica las tensiones y deformaciones (así como de desplazamientos, procediendo de la manera habitual a partir de las últimas) de las estructuras lineales isostáticas de hormigón armado o pretensado, en función del tiempo, considerando el efecto de la retracción y de la fluencia del hormigón y de las armaduras adherentes, tanto activas como pasivas.

Para ello, a nivel sección y a través de la condición de compatibilidad, se formula la ecuación que hace posible conocer la tensión de la armadura en el tiempo, única incógnita a partir de la cual se deduce de forma inmediata todas las magnitudes básicas para el análisis estructural.

Conviene advertir aquí que a lo largo de todo el análisis anterior se ha venido haciendo implícitamente la hipótesis de que la armadura se concentra en la práctica en una sola fibra de la sección. Si esto no fuera así (por necesidad de separar las armaduras activas y pasivas; por existir varios grupos de armaduras claramente diferenciado; por necesidad de considerar el efecto de todas las armaduras, como por ejemplo las pasivas de compresión que puedan existir, sin incluirlas en la sección de hormigón puesto que no experimentan fluencia y retracción; etc), habría que establecer tantas ecuaciones de compatibilidad como armaduras o grupos de armaduras se considerasen para conocer las diferentes tensiones $\sigma_{si}(t)$ de las mismas. En lugar de una sola ecuación diferencial, se plantearía un sistema de ecuaciones diferenciales que habría que resolver. Cada ecuación diferencial correspondería, como se ha visto aquí, a la condición de compatibilidad en una armadura, con la diferencia de que habría que incluir en ella también el efecto de las tensiones de las restantes armaduras.

Aunque el tratamiento efectuado en estas páginas es igualmente válido para estructuras de hormigón armado o de hormigón pretensado, alguna de las hipótesis de partida, (en particular, la que supone ausencia de fisuración) limita de hecho la aplicación práctica de este análisis al hormigón pretensado. No obstante, conviene recordar que también es cierto que, en la práctica, sólo se realizan análisis ajustados de la influencia de las deformaciones diferidas en las estructuras de hormigón pretensado. Por un lado, para conocer precisamente las pérdidas de pretensado, dato fundamental en el cálculo de estas estructuras puesto que el pretensado es una acción decisiva; por otro lado, las únicas estructuras de hormigón que, por su envergadura e importancia, requieren un análisis ajustado de este tipo para prever los efectos, tanto en construcción como en servicio, de la retracción y de la fluencia en sus desplazamientos o en sus esfuerzos, son en la actualidad casi exclusivamente las de hormigón pretensado.

Además, en las estructuras de hormigón pretensado, si bien hoy día se permite la fisuración (en general, en la normativa europea (3); en el caso de la Clase III, en la norma EP-77 (4)), ello es casi unánimemente inadmisible bajo cargas con carácter de permanencia, que son precisamente las que se consideran en este tipo de análisis en el tiempo.

REFERENCIAS

(1) C.E.B.* (1972). Manuel de calcul "Effets structuraux des déformations différées du béton". Bulletin d'Information C.E.B., Paris, n° 80, 118 p.p.

(2) C.E.B.* (1973). Manuel de calcul "Effets structuraux du fluage et des déformations diffées du béton". Bulletin d'Information C.E.B., Paris, n° 94, 62 p.p.

(3) C.E.B.* (1976). Code Modèle pour les structures en béton. Bulletin d'Information C.E.B., Paris, n° 117-F, 301 p.p.

(4) COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON (1977). EP-77. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado. Ministerio de Obras Públicas, Madrid 384 p.p.

(5) MURCIA, J. (1975). Tratamiento, en sección no fisurada, de la sección homogeneizada de hormigón y acero a partir de la neta de hormigón. Hormigón y Acero, Madrid, n° 114, p.p. 23-30.

(*) C.E.B. – Comité Euro-International du Béton.

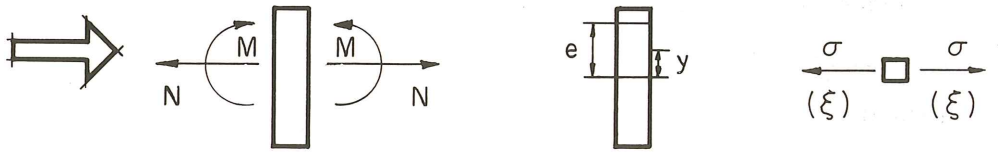
NOTACION

A_c	área de la sección neta de hormigón
A_s	área de la sección de la armadura
E_c	módulo de deformación del hormigón
E_{co}	módulo de deformación del hormigón, a una edad fija base (normalmente 28 días)
E_s	módulo de elasticidad del acero
I_c	momento de inercia de la sección neta de hormigón
M	momento flector
N	esfuerzo axil
P	fuerza de pretensado
a	coeficiente dimensional
$c(t, t_0)$	función de fluencia del hormigón
e	excentricidad de la armadura (referida a sección neta de hormigón)
n	coeficiente de equivalencia (E_s/E_c)
r	radio de curvatura
t	tiempo
t_0	tiempo inicial del proceso
x	abscisa o coordenada de posición de una sección en la estructura
y	ordenada respecto al baricentro de la sección neta de hormigón
Δ	incremento
α	coeficiente dimensional
β	coeficiente dimensional
$\beta_f(t)$	función temporal de fluencia plástica
δ	constante dimensional
ϵ	deformación
ϵ_c	deformación del hormigón
ϵ_{cy}	deformación del hormigón en la fibra de ordenada y
ϵ_{cc}	deformación de fluencia

ϵ_{cs}	deformación de retracción
ϵ_{cso}	coeficiente de retracción
ϵ_s	deformación de la armadura
σ_{cy}	tensión del hormigón en la fibra de ordenada y
σ_s	tensión de la armadura
τ	tiempo (parámetro de integración)
φ_d	coeficiente de fluencia elástica
φ_f	coeficiente de fluencia plástica
ψ	constante dimensional

CONVENIO DE SIGNOS

Esquema de magnitudes con valores positivos



El coeficiente de seguridad y el momento de rotura nominales como bases de juicio para el control de piezas mediante ensayos a rotura por flexión.

J. Calavera
Dr. Ingeniero de Caminos

RESUMEN

El Autor analiza la conveniencia de seguir empleando, por el momento, el control de piezas prefabricadas mediante ensayos de su capacidad a rotura. De acuerdo con ello analiza los valores del Coeficiente de Seguridad Nominal a Rotura en Flexión para piezas armadas y pretensadas según la variación de sus respectivos coeficientes γ_s, γ_c y γ_f empleados en las Instrucciones EH-73 y EP-77.

De acuerdo con el análisis anterior se demuestra que los Coeficientes de Seguridad Nominal a Rotura pueden ser inferiores a los exigidos por algunos reglamentos, aún vigentes; se analiza también la necesidad de introducir cambios en los esquemas de control de acuerdo con los criterios que se detallan.

* * *

El uso de los métodos semiprobabilistas de cálculo se ha generalizado tanto a las piezas de hormigón armado como a las piezas de hormigón pretensado. Coexisten con estos sistemas de cálculo Reglamentos Oficiales y prácticas de control de calidad que exigen el ensayo a flexión de un determinado número de vigas en cada lote de producción. El resultado del ensayo, medido como momento flector de rotura, ha de superar un cierto valor garantizado. Sin embargo, si el proyecto de la pieza ha sido realizado por métodos semiprobabilistas, de acuerdo con un trío de coeficientes γ_s, γ_c, γ_f y con unos valores característicos f_{ck}, f_{sk} de las resistencias del hormigón y del acero, no aparece claro cual es ese valor garantizado y, en términos estrictos, ese valor no existe.

Por otra parte, la práctica de ensayar piezas a flexión hasta rotura, como criterio de control sigue siendo de gran interés y no existe aún un criterio sustitutivo.

En lo que sigue se analiza el problema para el caso del hormigón armado y para el caso del hormigón pretensado. En ambos casos se adopta como definición del coeficiente de seguridad nominal:

$$C_{sn} = \frac{M_{un}}{M}$$

donde M es el momento de servicio, es decir, siendo M_d el momento de cálculo:

$$M = \frac{M_d}{\gamma_f}$$

y M_{un}, es el momento nominal determinista de rotura, o sea, el que se alcanzaría en una pieza ideal construida exactamente con las dimensiones nominales y resistencias de los materiales iguales a las resistencias características cuya rotura se produjera exclusivamente por incremento del momento flector (*). M_{un} es por tanto el valor que debería adoptar en principio, el fabricante, como valor garantizado en sentido determinista. Por supuesto si se adopta este valor, ello supone adoptar los valores característicos como valores "mínimos" garantizados.

Es evidente la necesidad de dar un cierto sentido semiprobabilista al control, mediante C_{sn} (o mediante M_{un}) y al mismo tiempo analizar los valores y variaciones de C_{sn}, variaciones que ocurren, como veremos a continuación, aunque se mantengan constantes los valores de γ_s, γ_c, γ_f.

De acuerdo con la fig. 1, existen tres campos de cuantías (o de deformaciones del acero) claramente distintos:

– El primero es aquél en que

$$\epsilon_{sd} \geqslant \epsilon_{sd\,A1} \text{ (con } \epsilon_{sk} \geqslant \epsilon_{sk\,A2}) \text{ (**)}$$

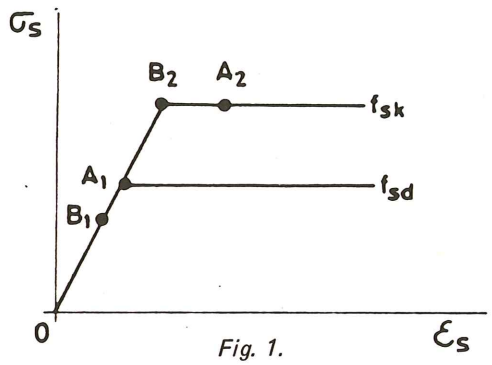


Fig. 1.

En este campo al plantear las ecuaciones de equilibrio, tanto en el equilibrio en valores de cálculo como en valores característicos los aceros están agotados (***).

– El segundo es aquel en que

$$\epsilon_{sk\,B2} \leqslant \epsilon_{sk} \leqslant \epsilon_{sk\,A2}$$

En este campo, el equilibrio planteado en valores característicos, supone el agotamiento del acero, pero no ocurre lo mismo en el caso de equilibrio en valores de cálculo, ya que en ese caso el acero se encuentra en el tramo A_1 B_1.

(*) Sobre esto puede verse "J. CALAVERA. Los Coeficientes de Seguridad en Teoría Clásica y en Teoría de Estados Límites. HORMIGON Y ACERO – Nº 110 (Año 1974).

(**) El subíndice k corresponde en lo que sigue al planteamiento en valores característicos. Para el planteamiento en valores de cálculo utilizamos el subíndice d, cuando omitirlo puede dar lugar a confusión, suprimiéndolo en caso contrario.

(***) Se ha prescindido de la diferencia entre dominios 2 y 3, pues no afecta a los resultados que siguen.

– Para el tercero

$$\epsilon_{sd} < \epsilon_{sd_{B1}} \text{ (con } \epsilon_{sk} < \epsilon_{sk_{A1}})$$

Y en ambos planteamientos el acero no se agota.

A continuación se estudia el caso de sección rectangular, aunque el método y los conceptos son fácilmente extrapolables a otras secciones.

Primer campo.—Las ecuaciones de equilibrio (*) son:

$$0{,}85\ f_{cd}\ by = A_s\ f_{yd} \qquad [1]$$

$$0{,}85\ f_{ck}\ by_k = A_s\ f_{yk} \qquad [2]$$

$$\text{de [1]: } \frac{y}{d} = \frac{1}{0{,}85} \cdot \omega \text{ siendo } \omega = \frac{A_s f_{yd}}{f_{cd}\ b\ d} \qquad [3]$$

$$\text{de [2]: } \frac{y_k}{d} = \frac{\gamma_s}{0{,}85\ \gamma_c} \cdot \omega \qquad [4]$$

$$\text{y de [3] y [4]: } \frac{y_k}{y} = \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \qquad [5]$$

Para una deformación de rotura del hormigón igual a 0,0035, con y = 0,8 x siendo x la profundidad de la fibra neutra de deformación, se tiene

$$\epsilon_{sd} = 0{,}0028\ \frac{1 - 1{,}25\ \frac{y}{d}}{\frac{y}{d}} \qquad [6]$$

$$\epsilon_{sk} = 0{,}0028\ \frac{1 - 1{,}25\ \frac{\gamma_s}{\gamma_c}\ \frac{y}{d}}{\frac{\gamma_s}{\gamma_c}\ \frac{y}{d}} \qquad [7]$$

$$\text{y} \quad \frac{\epsilon_{sk}}{\epsilon_{sd}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_s} \cdot \frac{1 - 1{,}25\ \frac{\gamma_s}{\gamma_c}\ \frac{y}{d}}{1 - 1{,}25\ \frac{y}{d}} \quad (**) \qquad [8]$$

Y, por lo tanto, la deformación de cálculo correspondiente al punto A_1 es

$$\epsilon_{sd\,A1} = 0{,}0028\ \frac{1 - 1{,}25\ \frac{y}{d}}{\frac{y}{d}} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

(*) Se utiliza por simplificación el diagrama rectangular sin tope.

(**) La ecuación [8] demuestra que los puntos de ambos diagramas de acero, correspondientes a los agotamientos en valores de cálculo y característicos, respectivamente, ni corresponden a un mismo ϵ_s, ni están en una paralela a la recta de HOOKE.

$$\left(\frac{y}{d}\right)_{A_1} = \frac{0{,}0028}{0{,}0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} \qquad [9]$$

y de acuerdo con [3]

$$\omega_{A_1} = \frac{0{,}00238}{0{,}0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} \qquad [10]$$

Para el primer campo, con $\omega \geqslant \omega_{A_1}$

el momento específico de cálculo vale

$$\mu_d = \gamma_f \, \mu = \omega \, (1 - 0{,}59 \, \omega) \qquad [11]$$

y planteando el equilibrio de la sección en valores característicos, se obtiene análogamente

$$\mu_{un} = \gamma_s \, \omega \left[1 - 0{,}59 \, \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \, \omega\right] \qquad [12]$$

y por tanto

$$C_{sn} = \frac{\mu_{un}}{\mu} = \gamma_f \, \gamma_s \, \frac{1 - 0{,}59 \, \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \, \omega}{1 - 0{,}59 \, \omega} \qquad [13]$$

Para $\omega < \omega_{A_1}$

Segundo campo.—En este caso, el extremo inferior del campo corresponde a

$$\epsilon_{sk} = \frac{f_{sk}}{E_s}; \text{y según [7]}$$

$$0{,}0028 \, \frac{1 - 1{,}25 \, \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \, \frac{y}{d}}{\frac{\gamma_s}{\gamma_c} \quad \frac{y}{d}} = \frac{f_{yk}}{E_s}$$

$$\left(\frac{y}{d}\right)_{B_1} = \frac{\gamma_c}{\gamma_s} \cdot \frac{0{,}0028}{0{,}0035 + \frac{f_{yk}}{E_s}} \qquad [14]$$

$$\text{y según [3]: } \omega_{B_1} = \frac{\gamma_c}{\gamma_s} \cdot \frac{0{,}00238}{0{,}0035 + \frac{f_{yk}}{E_s}} \qquad [15]$$

El momento de cálculo, al no agotarse el acero en el agotamiento de la sección, debe calcularse teniendo en cuenta la ecuación de compatibilidad, de acuerdo con las siguientes ecuaciones de equilibrio:

$$0{,}85 \, f_{cd} \, by = A_s \, \sigma_{sd} \text{ (siendo } \sigma_{sd} \text{ la tensión del acero)} \qquad [16]$$

$$\sigma_{sd} = \epsilon_{sd} \cdot E_s \qquad [17]$$

$$\epsilon_{sd} = 0{,}0028 \; \frac{1 - 1{,}25 \; \frac{y}{d}}{\frac{y}{d}} \qquad [18]$$

$$M_d = A_s \, \sigma_{sd} \left[d - \frac{y}{2} \right] \qquad [19]$$

De [16]

$$\frac{y}{d} = \frac{1}{0{,}85} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \cdot \omega \qquad [20]$$

y sustituyendo en [18], se obtiene:

$$\omega \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \right)^2 + 0{,}0035 \; \omega \; \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} - 0{,}00238 = 0 \qquad [21]$$

$$\frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} = \frac{-0{,}0035 + \sqrt{0{,}000012 \; \omega^2 + 0{,}00952 \; \frac{f_{yd}}{E_s} \; \omega}}{2 \; \frac{f_{yd}}{E_s} \; \omega} \qquad [22]$$

y por tanto el momento de cálculo resulta de [19]

$$\mu_d = \omega \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \left[1 - 0{,}5 \; \frac{y}{d} \right] \qquad [23]$$

y con $\mu = \dfrac{\mu_d}{\gamma_f}$ y teniendo en cuenta [20]

$$\mu = \frac{\omega}{\gamma_f} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \left[1 - 0{,}588235 \; \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \; \omega \right] \qquad [24]$$

donde $\dfrac{\sigma_{sd}}{f_{sd}}$ viene dado en función de ω por [22] y como antes

$$C_{sn} = \frac{\mu_{un}}{\mu} = \frac{\gamma_f \; \gamma_s \left[1 - 0{,}59 \; \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \; \omega \right]}{\frac{\sigma_{sd}}{f_{sd}} \left[1 - 0{,}588235 \; \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \; \omega \right]} \qquad [25]$$

expresión válida para:

$$\omega_{B_1} \leqslant \omega \leqslant \omega_{A_1}$$

Tercer campo.—Para $\omega < \omega_{B_1}$, en el agotamiento de la sección ambos puntos de agotamiento del acero están en la recta de HOOKE. El momento de cálculo viene dado por la expresión [24], pero en cambio, para el momento nominal de rotura ya no es válida la expresión [12] y es necesario plantear las ecuaciones de equilibrio en valores característicos pero teniendo en cuenta la ecuación de compatibilidad.

$$0{,}85\ f_{ck}\ by_k = A_s\ \sigma_{sk} \qquad [26]$$

$$\sigma_{sk} = \epsilon_{sk}\ E_s \qquad [27]$$

$$\epsilon_{sk} = 0{,}0028\ \frac{1 - 1{,}25\ \frac{y_k}{d}}{\frac{y_k}{d}} \qquad [28]$$

$$M_u = A_s\ \sigma_{sk} \left[d - \frac{y_k}{2} \right] \qquad [29]$$

$$\text{De [26]:} \frac{y_k}{d} = \frac{1}{0{,}85\ \gamma_c} \cdot \omega \cdot \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \qquad [30]$$

y sustituyendo en [28]

$$\frac{\sigma_{sk}}{E_s} = 0{,}0028\ \frac{1 - 1{,}25\ \frac{1}{0{,}85\ \gamma_c} \cdot \omega\ \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}}}{\frac{1}{0{,}85\ \gamma_c} \cdot \omega \cdot \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}}}$$

de donde:

$$\frac{1}{0{,}85\ \gamma_c}\ \frac{f_{yd}}{E_s}\ \omega \left(\frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \right)^2 + \frac{0{,}0028 \times 1{,}25}{0{,}85}\ \frac{1}{\gamma_c}\ \omega\ \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} - 0{,}0028 = 0$$

y resulta;

$$\frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} = \frac{-\frac{0{,}0035\ \omega}{\gamma_c} + \sqrt{\frac{0{,}000012\ \omega^2}{\gamma_c^{\,2}} + 0{,}00952\ \frac{f_{yd}}{E_s}\ \frac{\omega}{\gamma_c}}}{2\ \frac{f_{yd}}{E_s}\ \frac{\omega}{\gamma_c}} \qquad [31]$$

Por tanto de:

$$\mu_{un} = A_s\ \sigma_{sk} \left[d - \frac{y_k}{2} \right]$$

resulta:

$$\mu_{un} = \omega\ \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \left[1 - 0{,}5\ \frac{y_k}{d} \right]$$

$$\text{o} \quad \mu_{un} = \omega\ \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \left[1 - \frac{0{,}5}{0{,}85\ \gamma_c}\ \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \right] \qquad [32]$$

y por tanto $C_{sn} = \frac{\mu_{un}}{\mu}$ resulta

$$C_{sn}\ \frac{\omega\ \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \left[1 - \frac{0{,}5}{0{,}85\ \gamma_c}\ \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}}\ \omega \right]}{\frac{\omega}{\gamma_f}\ \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \left[1 - 0{,}588235\ \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}}\ \omega \right]}$$

$$C_{sn} = \gamma_f \frac{\frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \left[1 - \frac{0{,}588235}{\gamma_c} \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \omega \right]}{\frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \left[1 - 0{,}588235 \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \omega \right]} \qquad [33]$$

donde $\frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}}$ y $\frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}}$ en función de ω vienen dadas por [22] y [31] respectivamente.

Los resultados de todo lo anterior se resumen en los gráficos siguientes:

a) Los gráficos núms. 1 y 2, muestran la variación de C_{sn} para piezas de hormigón armado con acero AE-42 para los casos $\gamma_s = 1{,}10$ $\gamma_c = 1{,}4$, habitual en prefabricación industrial y $\gamma_s = 1{,}15$, $\gamma_c = 1{,}5$ que es el caso habitual para obras de construcción tradicional.

En ellos se ha supuesto (*) que al rebasarse el límite elástico de cálculo se introduce armadura de compresión.

b) Los gráficos núms. 3 y 4, muestran la variación análoga de C_{sn} para piezas de hormigón armado cuando se emplean cuantías supracríticas, es decir, se rebasa la cuantía correspondiente al límite elástico de cálculo, sin emplear armadura de compresión. El criterio es por supuesto antieconómico, pero puede presentarse en algún caso.

c) Los gráficos núms. 5 y 6, muestran la misma variación que se analiza en b), pero para una pieza pretensada. (El diagrama del acero responde a un modelo simplificado pero suficientemente aproximado para lo que nos ocupa).

La primera conclusión importante que se extrae es que, dimensionando de acuerdo con las normas vigentes, no puede hablarse de un C_{sn} fijo. En este sentido, el C_{sn} depende del trío de valores γ_s, γ_c, γ_f y aún fijados éstos, la variación de C_{sn} con la cuantía es apreciable, sobre todo si se emplean cuantías supracríticas.

El valor mínimo de C_{sn} puede obtenerse haciendo $\omega = 0$ en la fórmula [13] y resulta:

$$C_{sn\,min} = \gamma_f \gamma_s \qquad [34]$$

que para el caso de $\gamma_f = 1{,}4$ y $\gamma_s = 1{,}10$, mínimos autorizados en algunos casos determinados por las normas vigentes, conducen a $C_{sn\,min} = 1{,}54$ (**).

La segunda cuestión, y es la que más nos interesa destacar, es que *así como el momento flector de rotura es una propiedad mecánica intrínsecamente ligada a la constitución de una pieza, su coeficiente de seguridad nominal, al estar ligado al valor γ_f, depende, no sólo de unas característica de fabricación, sino de sus condiciones de empleo, es decir, de la intención del futuro proyectista.*

La afirmación anterior, plantea el problema de que en cuanto se adopten métodos de cálculo semiprobabilistas (como los previstos en IEH-73 e IEP-77) no puede hablarse del "coeficiente de seguridad" que ha de presentar una pieza al ser ensayada a flexión ya que ello no es un concepto verificable por el fabricante o constructor del elemento, puesto que está ligado a un coeficiente γ_f que será fijado por el usuario, sin que le sea posible hacerlo al fabricante o

(*) Los gráficos citados están deducidos de acuerdo con lo expuesto en el trabajo citado al pie de la página 182 de este artículo.

(**) La idea de mantener $C_{sn\,min}$ como valor mínimo uniforme no parece acertada, pues si la cuantía es alta y el coeficiente de seguridad alcanzase en ensayo un valor próximo al [34], estaría indicando el ensayo algún defecto de esa pieza.

constructor. Esto afecta por supuesto de manera particular al caso de las viguetas prefabricadas, ya que la reglamentación española exige (Resolución de la Dirección General de Industrias para la Construcción del 31 de Octubre de 1966) un coeficiente de seguridad de 2 respecto al momento de utilización y el Reglamento del Sello Cietán exige 1,8. De acuerdo con las nuevas instrucciones EH-73 y EP-77, dicho coeficiente puede oscilar desde valores inferiores a 1,8 a otros superiores a 2.

Sin embargo, tanto para viguetas prefabricadas como para otras piezas (vigas de puente, placas, π, etc.) es claro el interés de un control mediante ensayos a flexión (*). Abandonando por lo anteriormente dicho el camino de controlar los valores de C_{sn}, no queda otro que el de controlar los valores del momento de rotura M_{un}.

En los gráficos 7 a 12, se indican los valores de M_{un} expresados como momento específico nominal de rotura

$$\mu_{un} \quad \frac{M_{un}}{f_{cd}\, bd^2},$$

calculados mediante las fórmulas anteriormente deducidas.

En cada caso, y de acuerdo con el par de coeficientes γ_s, γ_c, adoptados y con el valor de ω que presente la sección, los gráficos permiten evaluar el momento nominal de rotura M_{un}.

Finalmente, parece importante analizar brevemente tres cuestiones adicionales:

- ¿Hasta qué punto las fórmulas utilizadas para el cálculo de M_{un} son precisas? De acuerdo con nuestra experiencia, si el valor de M_{un} se calcula a partir de la resistencia del hormigón medida en probeta cilíndrica 15/30 (curada en el mismo ambiente que la pieza y ensayada a la misma edad) y del diagrama del acero obtenido a la edad del ensayo de la pieza, la coincidencia es muy buena. De todas maneras, parece que un camino razonable es la medición directa de este valor mediante ensayo de prototipos, si se trata de una fabricación en serie.
- El exigir M_{un}, como una característica garantizada en sentido de "mínima" no parece sostenible. El examen de las fórmulas demuestra que M_{un} está básicamente ligada a la capacidad resistente de la armadura, con escasa dependencia de la calidad del hormigón. Adoptada para el acero la definición de valor característico como el asociado al cuantil 5 por 100, parece suficientemente aproximado *definir* y *estimar* el momento característico de rotura también como valor asociado al cuantil 5 por 100.
- Lo anterior, es estrictamente válido sólo para secciones rectangulares. Sin embargo, como la mayoría de las piezas T, π, etc. se dimensionan de forma que, en valores de cálculo, la cabeza comprimida esté en la tabla, los resultados son válidos para casi todas las secciones empleadas en la práctica usual.

NOTA: El autor desea expresar su agradecimiento a F. Blanco y A. Sánchez Vicente de la División de Asistencia Técnica de INTEMAC que programaron y tabularon la obtención de los datos para la redacción de los gráficos incluidos en este trabajo.

(*) Por supuesto, argumentación análoga a la expuesta es válida para el esfuerzo cortante.

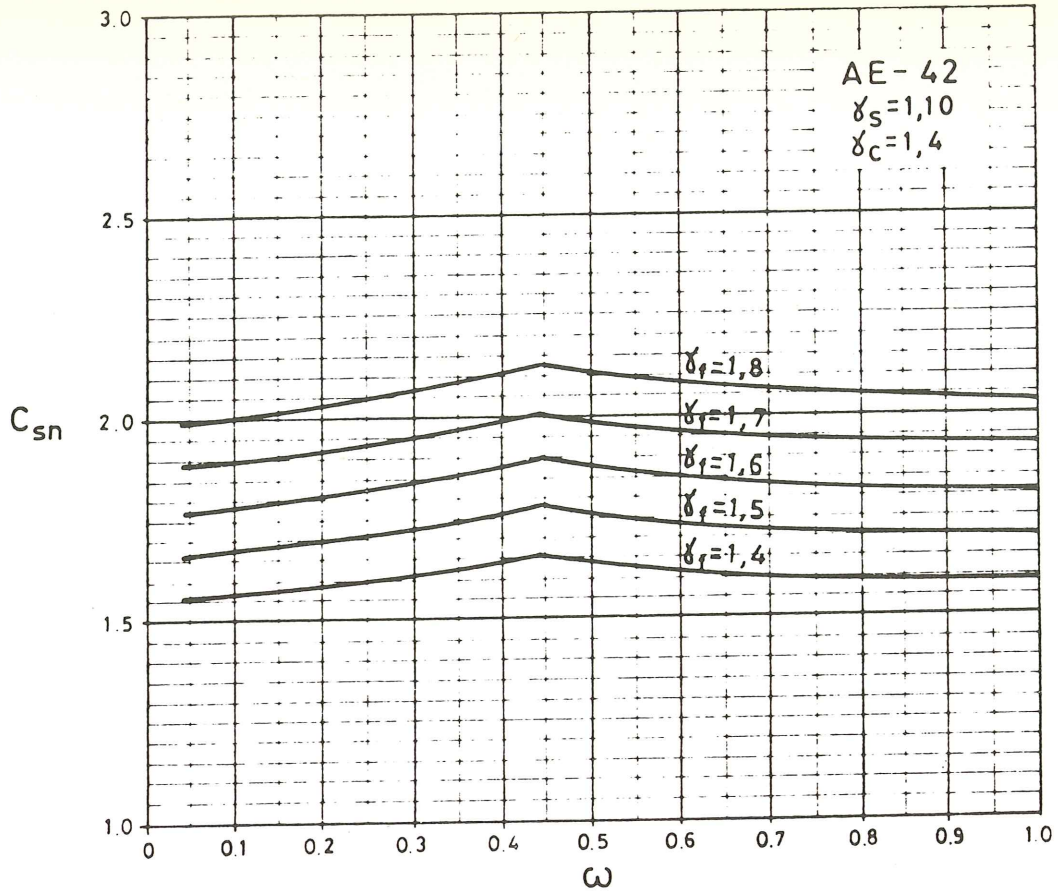


GRAFICO G-1

HORMIGON ARMADO, CON ARMADURA DE COMPRESION PARA CUANTIAS SUPERIORES A LA CRITICA.

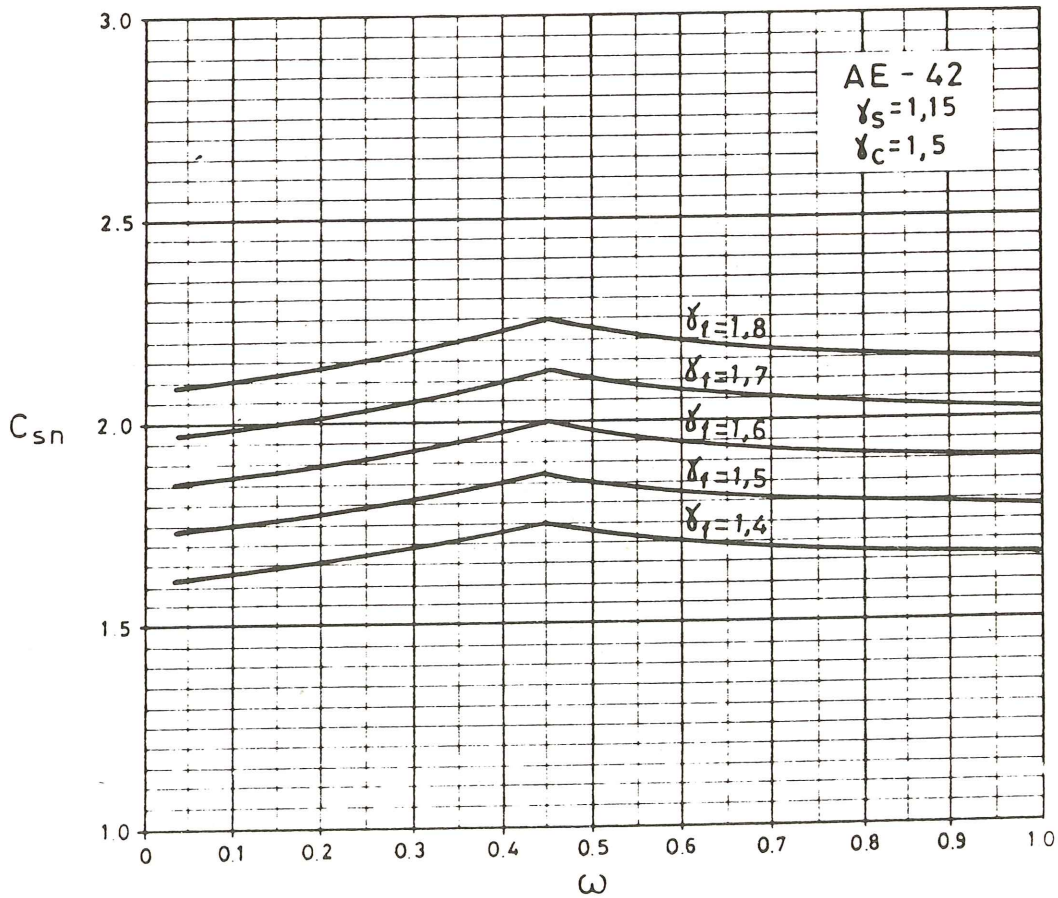


GRAFICO G-2

HORMIGON ARMADO, CON ARMADURA DE COMPRESION PARA CUANTIAS SUPERIORES A LA CRITICA.

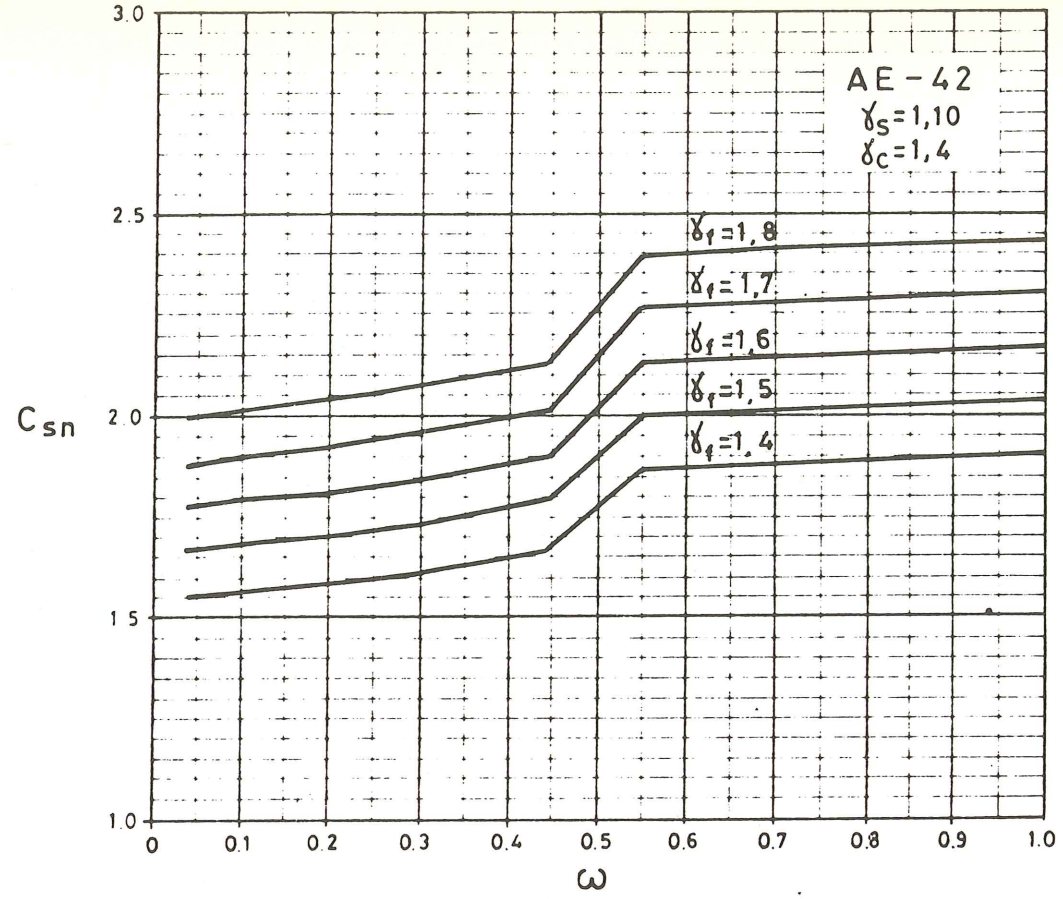


GRAFICO G-3

HORMIGON ARMADO, CON CUANTIAS DE ARMADURA DE TRACCION SUPERIORES A LA CRITICA, SIN EMPLEAR ARMADURA DE COMPRESION.

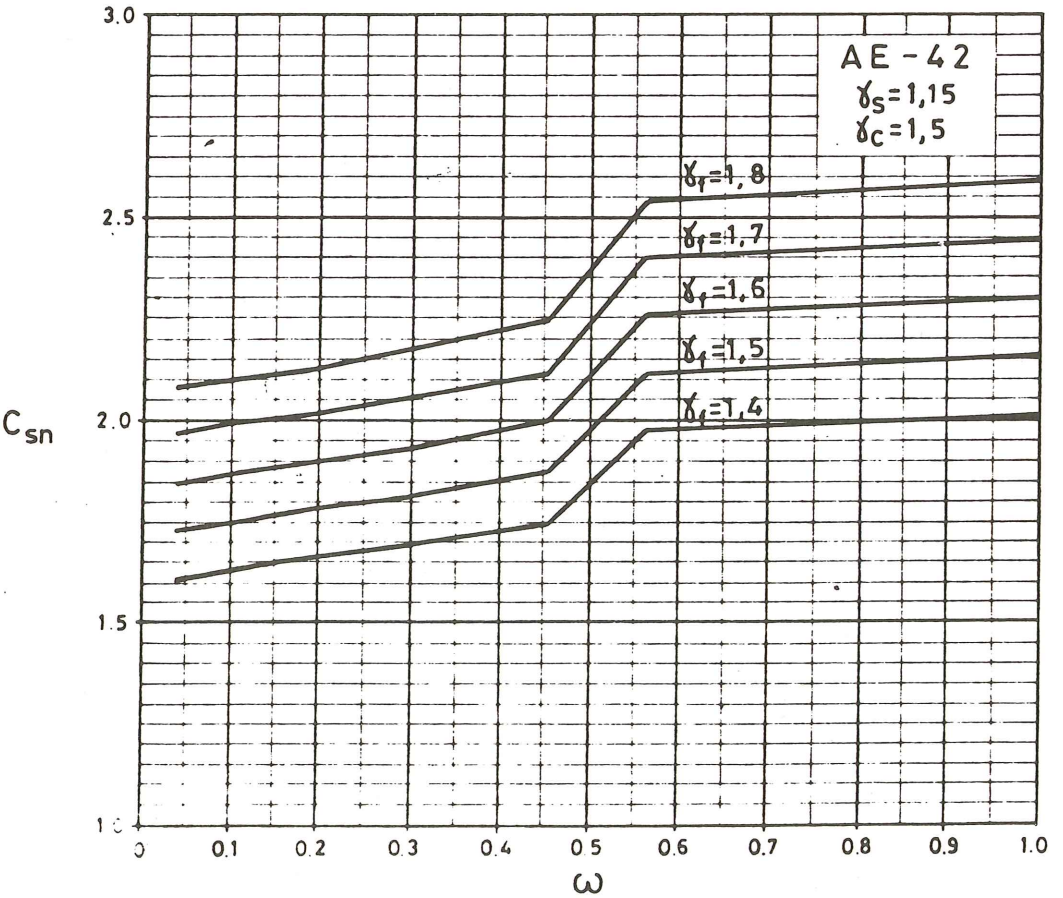


GRAFICO G-4

HORMIGON ARMADO, CON CUANTIAS DE ARMADURA DE TRACCION SUPERIORES A LA CRITICA, SIN EMPLEAR ARMADURA DE COMPRESION.

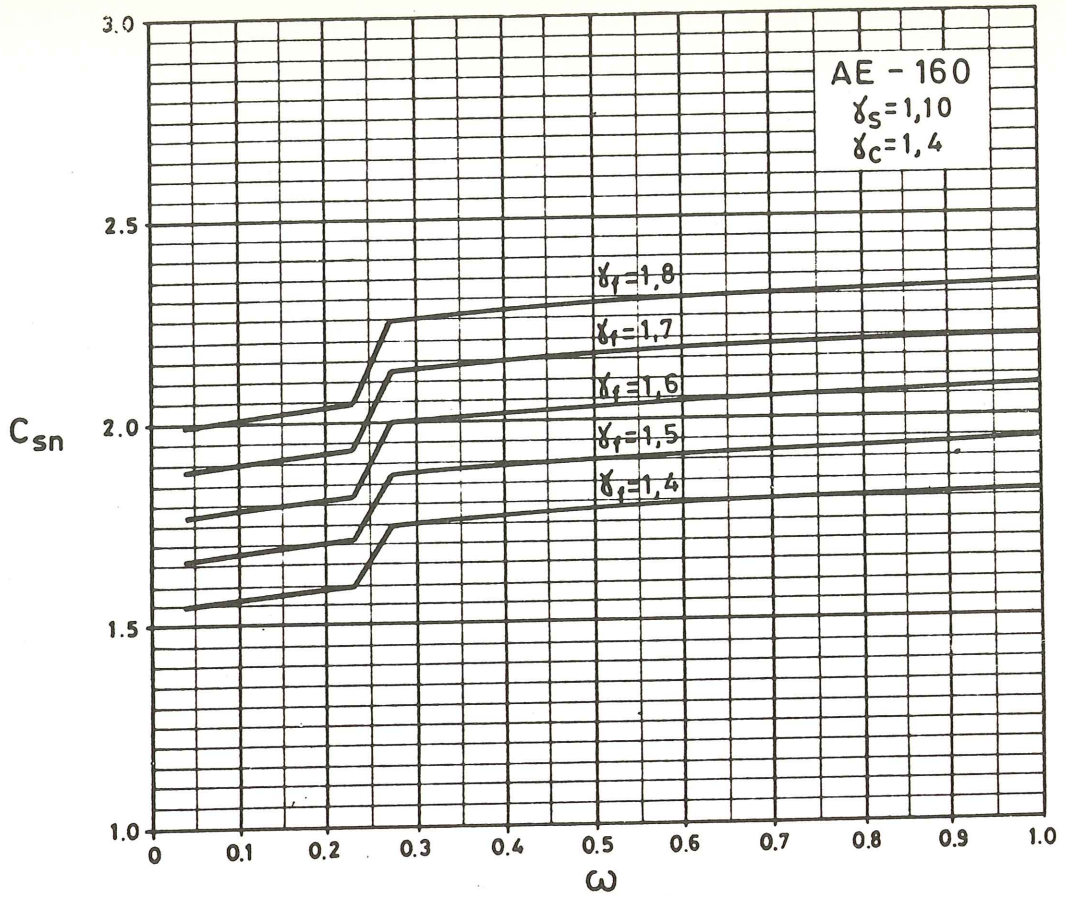


GRAFICO G-5

HORMIGON PRETENSADO CON CUANTIAS PUDIENDO SUPERAR A LA CRITICA.

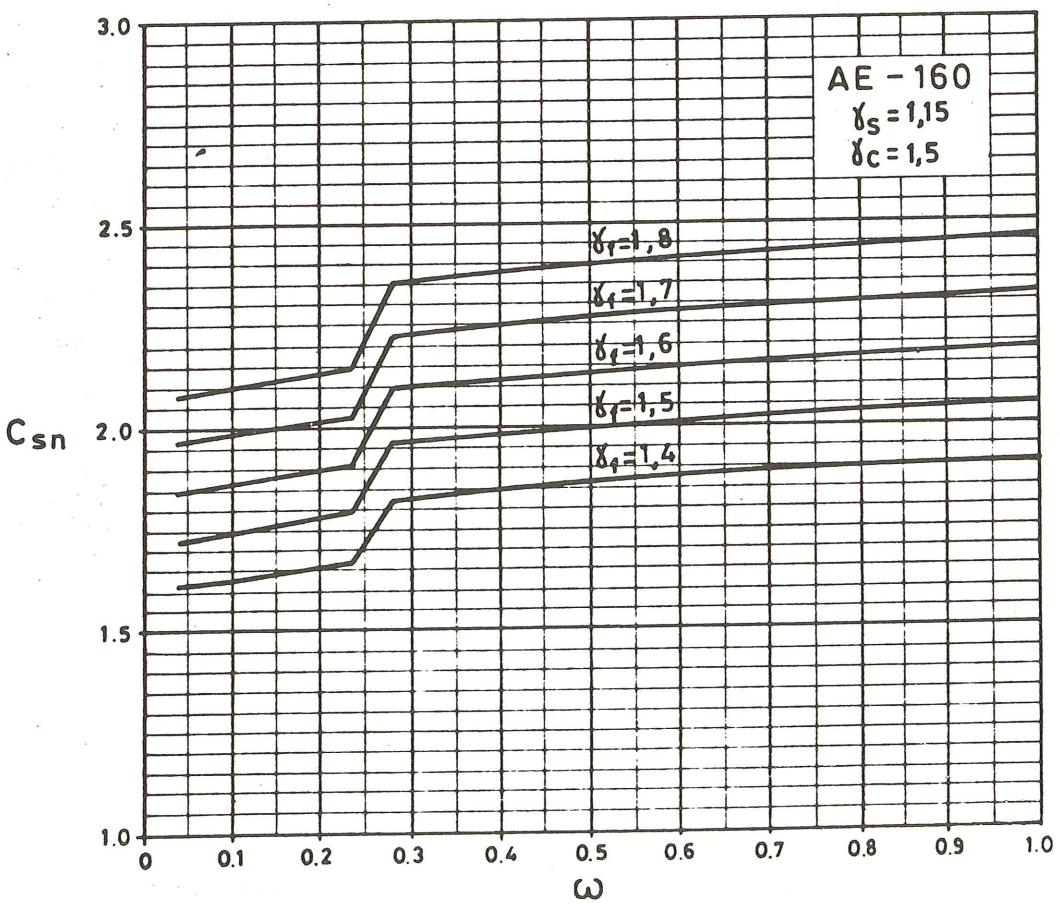


GRAFICO G-6

HORMIGON PRETENSADO CON CUANTIAS PUDIENDO SUPERAR A LA CRITICA.

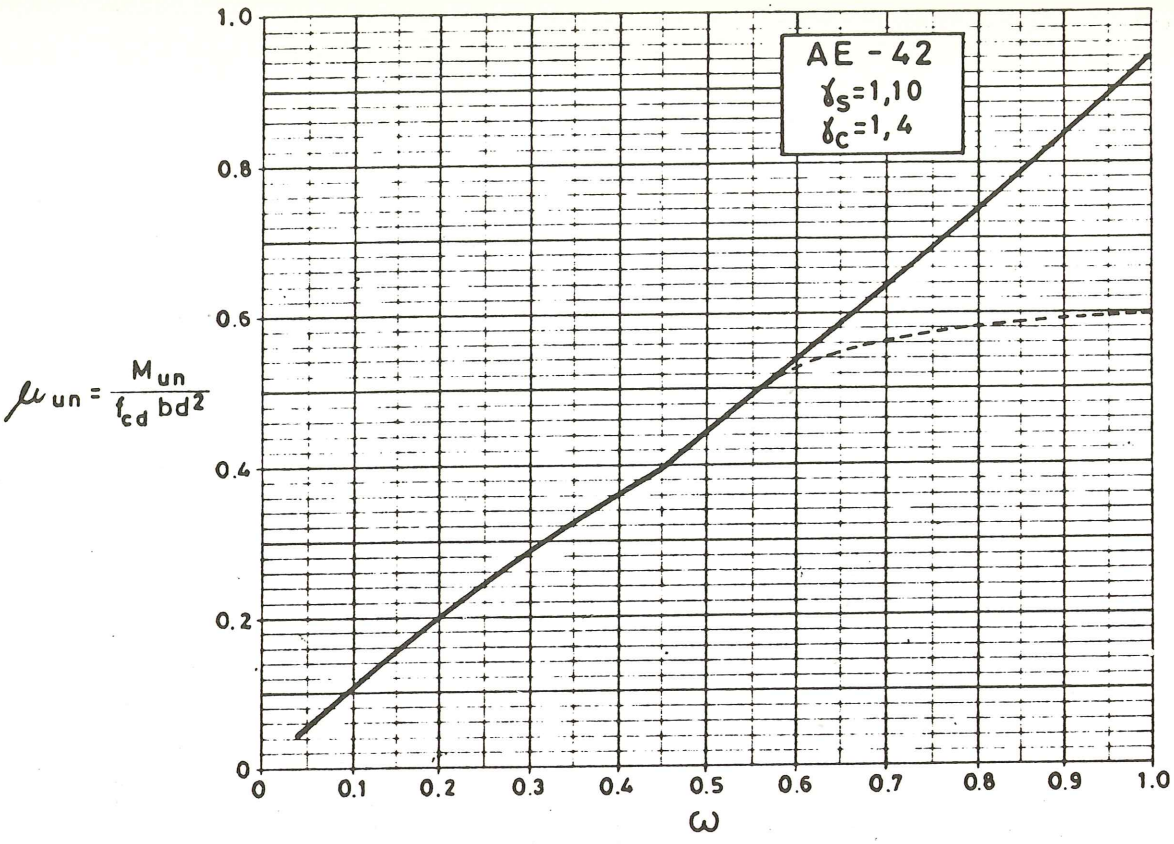


GRAFICO G-7

HORMIGON ARMADO, CON ARMADURA DE COMPRESION PARA CUANTIAS SUPERIORES A LA CRITICA.

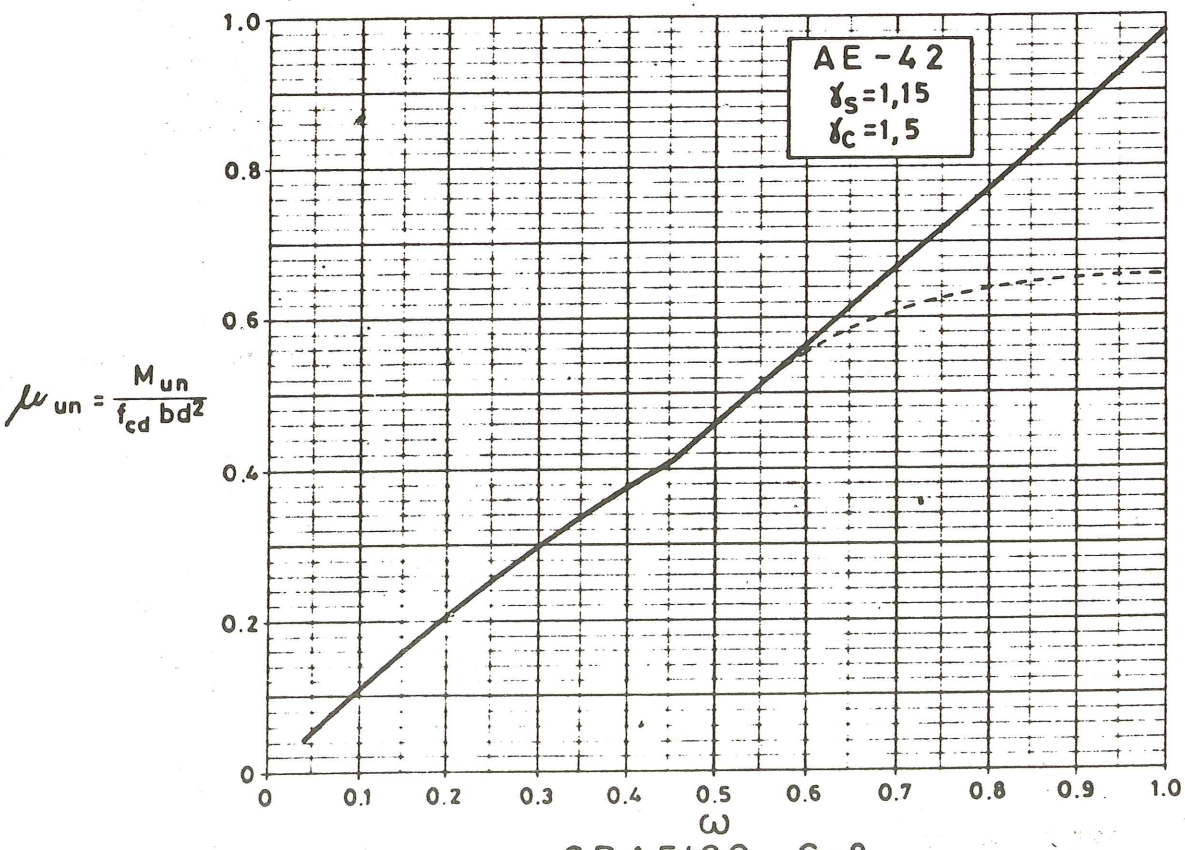


GRAFICO G-8

HORMIGON ARMADO, CON ARMADURA DE COMPRESION PARA CUANTIAS SUPERIORES A LA CRITICA.

NOTA - LA CURVA DE PUNTOS EN LOS GRAFICOS G-7 y G-8 INDICA SIMBOLICAMENTE VALORES MAS REALISTAS QUE LOS TEORICOS INDICADOS EN LINEA LLENA, YA QUE PARA CUANTIAS TAN ALTAS LA ARMADURA OCUPA UNA PARTE IMPORTANTE DEL CANTO DE LA PIEZA.

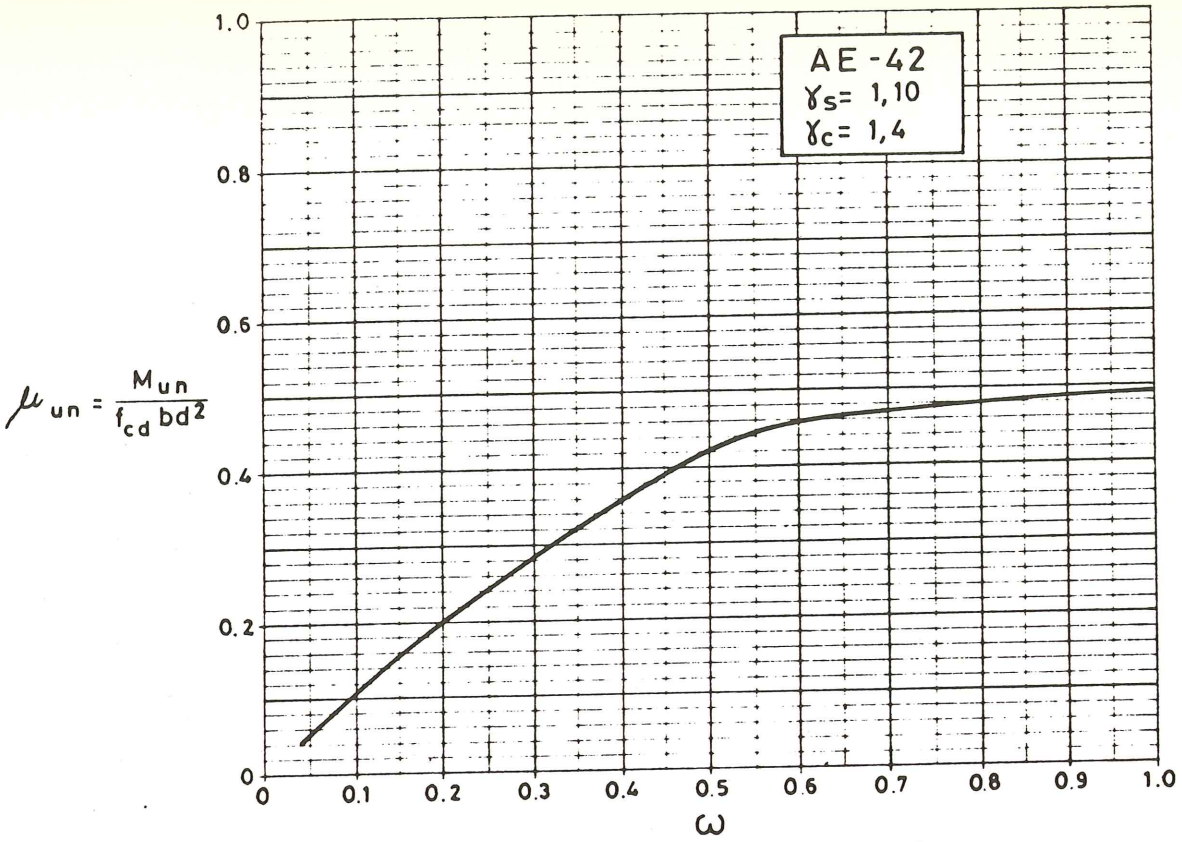


GRAFICO G-9

HORMIGON ARMADO, CON CUANTIAS DE ARMADURA DE TRACCION SUPERIORES A LA CRITICA, SIN EMPLEAR ARMADURA DE COMPRESION.

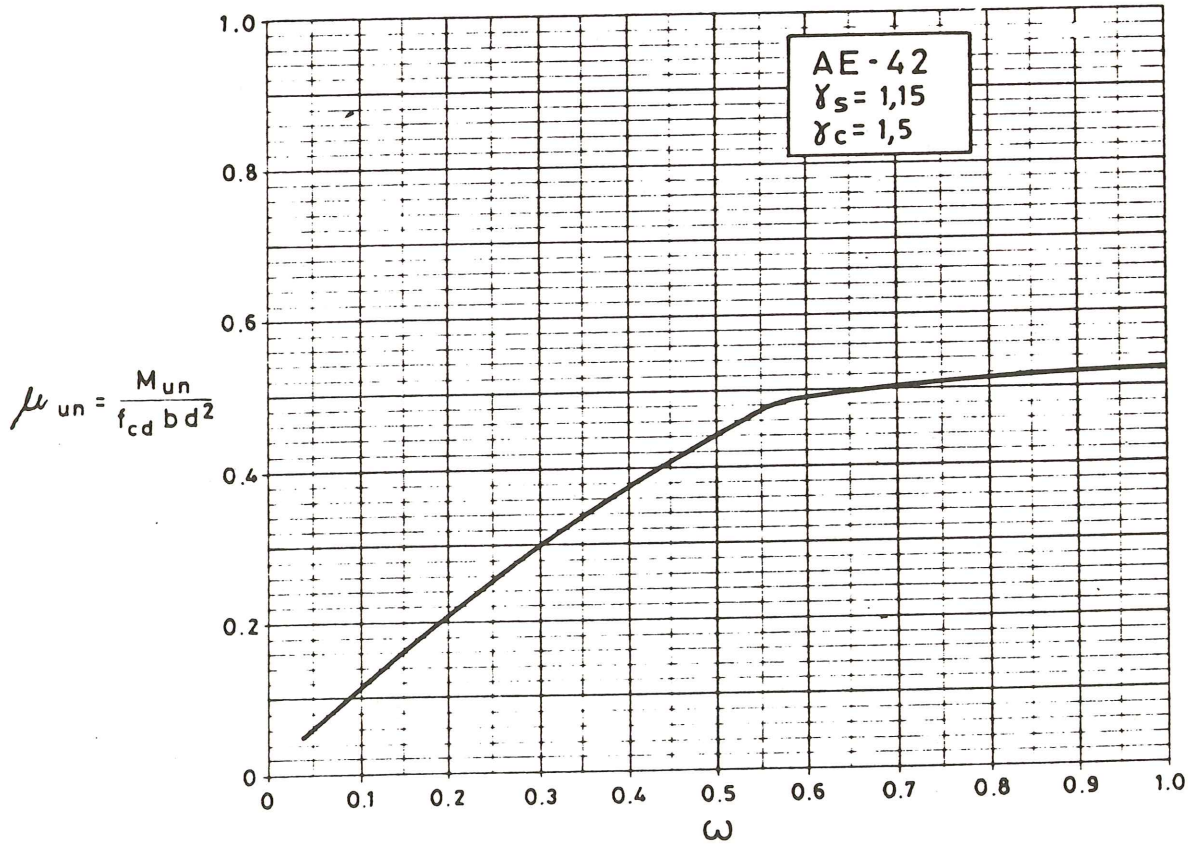


GRAFICO G-10

HORMIGON ARMADO, CON CUANTIAS DE ARMADURA DE TRACCION SUPERIORES A LA CRITICA, SIN EMPLEAR ARMADURA DE COMPRESION.

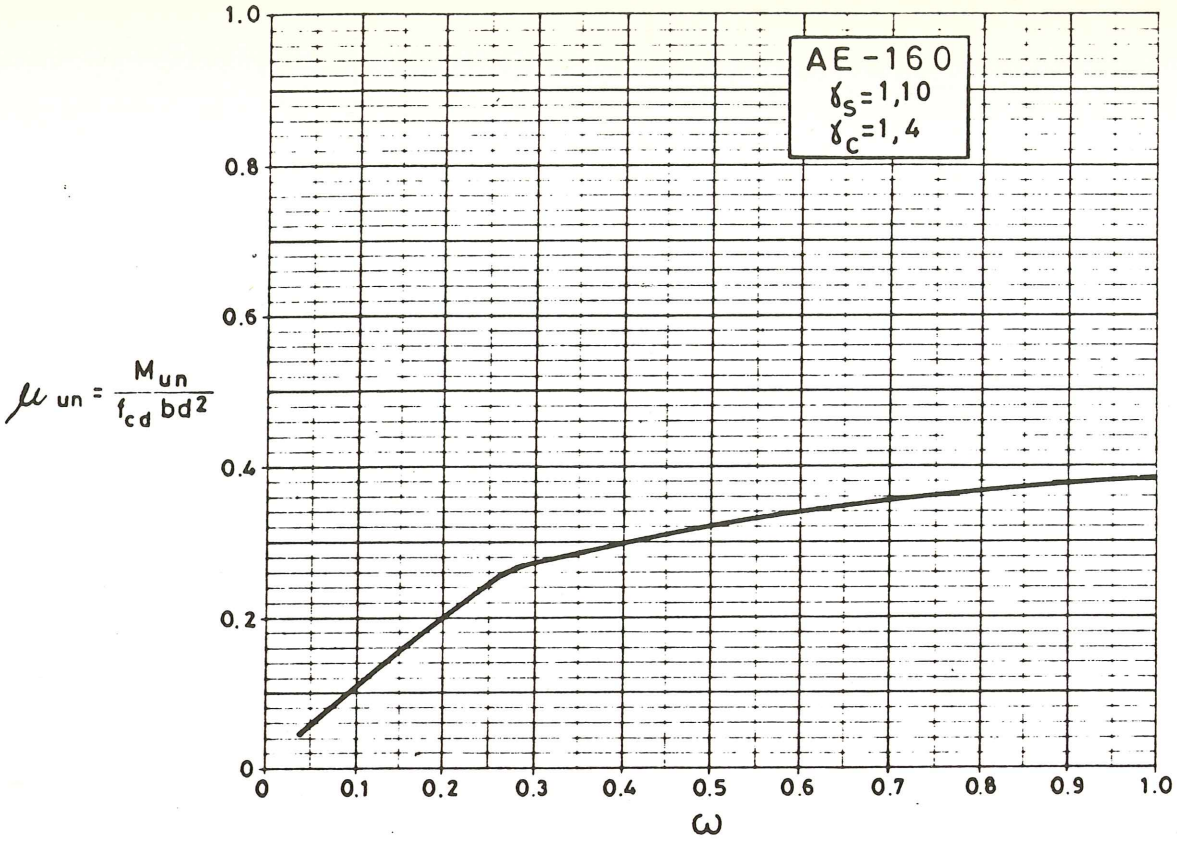


GRAFICO G-11

HORMIGON PRETENSADO CON CUANTIAS PUDIENDO SUPERAR A LA CRITICA.

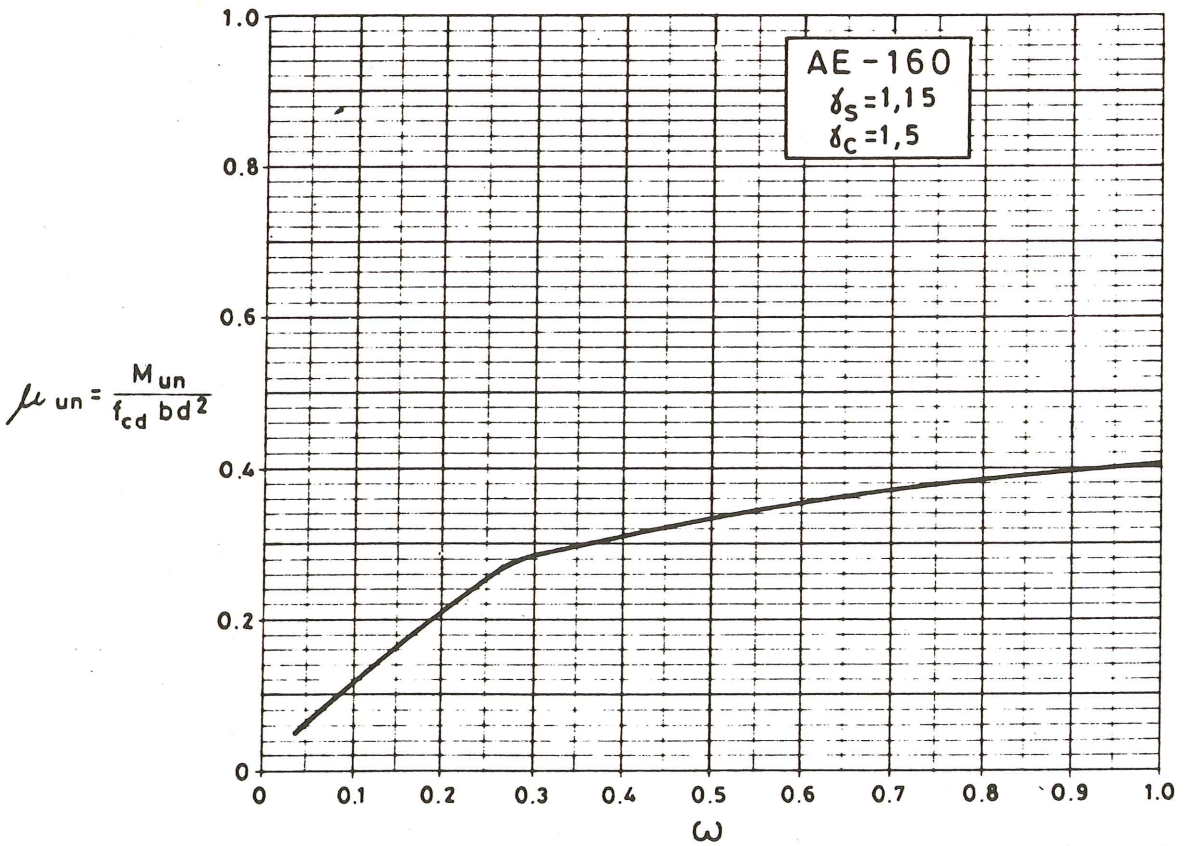


GRAFICO G-12

HORMIGON PRETENSADO CON CUANTIAS PUDIENDO SUPERAR A LA CRITICA.

Estado de la normativa nacional e internacional de aceros para hormigón armado y pretensado.

Por: Ernesto Ema Bastardín
Dr. Ingeniero de Minas

1. NECESIDAD DE LA NORMALIZACION

Las ventajas de la normalización que se derivan de la sintetización de sus objetivos en "definir, simplificar y unificar" han sido ampliamente comentados en la literatura específica sobre el tema, por lo que no se estima procedente alargarse en punto tan ampliamente compartido y conocido.

Sin embargo, a continuación se destacan algunos puntos básicos, donde la normalización resulta imprescindible.

a) En relación con la Calidad.

Si bien en la definición de calidad de un producto existen distintos puntos de vista que se complementan, la más generalizada y sencilla es que, por calidad debe entenderse la adecuación de un producto a su uso. La norma representa el patrón de medida de la calidad, ya que por comparación con las exigencias de la norma se puede comprobar la adecuación de un producto al uso previsto. En consecuencia, sin una normalización adecuada no puede emprenderse una política realista de calidad.

b) En relación con la homologación

La diversidad de los productos implica que los usuarios no puedan comprobar por ellos mismos la bondad de los productos que adquieren.

En productos que afectan a la seguridad de las personas o de las instalaciones, se precisan requisitos previos de homologación o certificación de los productos que garanticen al usuario que el producto o la instalación cumple con las exigencias de adecuación. La homologación requiere pues la existencia previa de un cuerpo de normas en que basar características de los productos o instalaciones homologadas o certificadas y unos métodos de ensayo, igualmente normalizados, que aseguren la repetibilidad de los ensayos y la comparación de resultados homólogos.

c) En relación con el comercio interior.

La norma tiene un doble carácter de definir, por un lado, los productos que *son* normales y, por otro, aquellos que se *desean* que sean normales. De la combinación de ambas características se deriva que la norma representa una fuente de información de los productos que ofrece el fabricante y que necesita el usuario, y al mismo tiempo una agilización de las relaciones comerciales al proporcionar una base para la elaboración de documentos comer-

ciales tales como catálogos, tarifas, etc. Así pues, las normas representan el lenguaje técnico común para determinar con exactitud las características de lo que se compra y de lo que se vende.

Por otra parte las normas ofrecen al usuario una guía de los productos, canalizando sus necesidades hacia una determinada gama y evitando así una anarquía en los pedidos a los siderúrgicos; esto permite al sector productor la fabricación de grandes series con los consiguientes efectos de rentabilidad y permanente abastecimiento del mercado.

d) En relación con el comercio exterior.

El papel de las normas como punto de referencia en las relaciones comerciales internacionales es tan importante como en el comercio interior.

La normalización representa, en primer lugar, el instrumento adecuado para establecer un lenguaje común y preciso entre los distintos países, donde las diferencias de terminologías y costumbres hacen imprescindible estos documentos.

Pero, además, en determinadas circunstancias las normas pueden utilizarse como arancel técnico. Es evidente que esta utilización de las normas no es deseable ya que representan trabas, técnicamente injustificadas, al libre intercambio internacional y con este fin, en el momento actual, existe un notable movimiento para favorecer e intensificar las normas internacionales (ISO y CEI) y regionales (CECA) para homogeneizar las calidades y dimensiones y así favorecer la intercambiabilidad de productos.

Se está estudiando actualmente un convenio internacional por el que los distintos países se comprometen a adoptar las normas internacionales con lo cual se evitará el peligro del uso de las normas como arancel técnico, pero, en tanto se concluyen y aplican estos acuerdos, España no puede renunciar a disponer de este arma comercial.

Consciente de la necesidad de la normalización en España el I Plan de Desarrollo, publicado a finales de 1963, recomendaba en su capítulo IV apartado 4.2 "Tecnificación" que: "Las empresas habrán de dedicar la mayor atención a incorporar a sus fábricas todos los recursos y avances técnicos para mejora de las instalaciones, calidad y costos mediante (entre otras medidas) la racionalización, *normalización* y perfeccionamiento de métodos, equipos y productos".

El III Plan en la monografía relativa a las Industrias Básicas del Hierro y del Acero y sus Minerales, en su apartado 2.8.3.1, recogía un somero análisis del problema y, por primera vez, se esbozan unos objetivos y se apuntaban unas soluciones en materia de normalización.

Sin embargo, las recomendaciones que allí se hacía no se han traducido en actuaciones prácticas, por lo que los graves defectos estructurales y organizativos de la normalización (véase apartado 4), existentes en 1963, persisten en la actualidad; esta situación actual ha sido denunciada, en diversas ocasiones, por altos funcionarios de nuestra Administración quienes han manifestado públicamente la urgente necesidad de acelerar y poner en práctica una política eficaz en normalización, sin que, por ahora, se haya realizado nada positivo.

2. SITUACION INTERNACIONAL DE LA NORMALIZACION

Las mismas razones que impulsaron a los países industrializados a emprender, a nivel nacional, la normalización de sus productos, aconsejaron abordarla a nivel internacional ya que al ser los intercambios entre países cada día más intensos, los problemas de normalización requieren, de forma creciente, soluciones más generalizadas.

De esta manera se constituyó la Organización Internacional de Normalización, ISO, en la que como es lógico, los países más industrializados desempeñan un papel preponderante

en sus distintos comités y, en consecuencia, las normas internacionales pueden presentar, y de hecho presentan, dificultades de aplicación en países de menor desarrollo y tecnología, derivados, casi siempre, de su falta de participación en los trabajos.

En consecuencia, resulta de la mayor impotancia para nuestro país la participación activa en las tareas internacionales de normalización y, ello, con dos objetivos muy concretos:

a) Mantener informada a la industria española, con la antelación suficiente, de las tendencias mundiales en relación con las características de los productos que van a utilizarse en un futuro próximo para que puedan arbitrarse las medidas necesarias para su fabricación en España sin graves problemas.

b) Intentar que se incluyan en las normas internacionales las condiciones más favorables para la industria nacional.

La participación activa en las reuniones internacionales implica la existencia de una estructura adecuada de la normalización española de forma que todos los documentos emanados de estos organismos sean analizados por todos los sectores interesados, se estudien sus implicaciones y se adopte una postura determinada que será la expuesta por la delegación española asistente a las reuniones de cada uno de los comités de normalización internacional.

Por último debe tenerse en cuenta, que la tendencia que se observa en los países más desarrollados es de que la normalización nacional vaya cediendo ante la internacional. Así, el Reino Unido y Alemania están estudiando la forma en que las normas ISO puedan pasar a convertirse en normas nacionales; la actividad nacional se repartiría pues en atender a la normalización internacional y en elaborar aquellas normas que de momento no son abordadas en el plano internacional. Este, pues debe ser uno de los principales objetivos de la normalización española: la adaptación de las normas nacionales a las internacionales.

3. SITUACION ACTUAL DE LA NORMALIZACION DE LOS ACEROS PARA ARMAR Y PRETENSAR

3.1. Normativa nacional

A nivel nacional podemos distinguir dos planos diferentes en la normativa de los aceros para armar y pretensar. El primero es el ministerial, cuyo órgano es la Comisión Permanente del Hormigón que ha elaborado los documentos EH 73 y EP 77, que tienen rango de Orden Ministerial de la Presidencia del Gobierno y son de aplicación obligatoria en toda obra pública o privada realizada en el territorio nacional.

El otro plano es el de la normativa UNE. Las normas UNE son emitidas por el Instituto de Racionalización y Normalización (IRANOR), organismo encuadrado en el Consejo Superior de Investigaciones Científicas.

Las normas UNE no tienen carácter obligatorio salvo en los casos que una disposición oficial las dote de tal carácter, pero tienen carácter vinculante en los casos que las partes afectadas las adopten contractualmente.

La normativa UNE de los productos que nos ocupa está encomendada a la Subcomisión 16 de la Comisión Técnica 36 de IRANOR, que está abierta a todos los técnicos que deseen participar en la elaboración y discusión de una norma en proyecto. Preceptivamente debe revisarse a los cinco años pero no existe impedimento a que sean revisados en plazos menores.

Cuando la Comisión 36 aprueba un texto, es sometido por IRANOR a encuesta pública por un período comprendido entre tres meses y un año al cabo del cual, con las modificaciones oportunas, son elevadas al rango de normas UNE.

3.1.1 *Aceros para armar*

La normativa UNE de los aceros para armar actualmente se ajusta al siguiente esquema:

a) barras laminadas y eventualmente deformadas en frío.

a.1	Barras lisas	UNE 36 097
a.2	Barras corrugadas	UNE 36 088

b) Alambres (trefilados)

b.1	Corrugados	UNE 36 099
b.2	Lisos (para mallas)	UNE 36 731

c) Mallas electrosoldadas UNE 36 092

Las normas que recogen los redondos laminados para armar están divididas en tres partes: la primera define el material, la segunda las características geométricas y la tercera las condiciones de suministro y recepción.

El estudio de la norma de barras corrugadas, se inició en julio de 1969 por un grupo de expertos de diversas procedencias (fabricantes, usuarios, administración y centros de investigación).

Analizar esta norma al cabo prácticamente de 10 años de su iniciación es algo verdaderamente interesante.

Destacaremos en primer lugar que fue una norma en la que la componente original es mayor que en otras normas siderúrgicas. Esta norma por otro lado resultó ser bastante innovadora; consagró el abandono de serie isotensional, muy empleada hasta entonces y se adoptó la serie recomendada por el C.E.B.; estableció las características mecánicas del material sobre la base de los aceros AE 42, AE 46, AE 50 y AE 60, no incluyéndose en norma el acero ordinario corrugado y estableció de forma clara los ensayos para la recepción de los lotes y partidas.

En relación con el problema de la adherencia se presentaban dos alternativas: definirla por las características geométricas del corrugado (alturas, separaciones, etc.) o bien por ensayo (arrancamiento de la viga, etc.). El análisis de las ventajas e inconvenientes de estas alternativas nos llevaría más tiempo del concedido a esta intervención, así que indicaré únicamente que se optó por prescribir un ensayo de homologación que definiría unas características mínimas, por debajo de las cuales no podría establecer juicio sobre la aptitud del material.

En relación con las barras listas, la norma 36 097 se abordó al finalizar la de barras corrugadas, estableciendo una calidad única (AE 22 L) y los mismos diámetros que para las barras corrugadas. El menor grado de utilización de estos productos nos exime de glosar más ampliamenta esta norma.

Como Vds. conocen, la Instrucción EH 73 es un documento "para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado". No es propiamente una norma de acero, pero su capítulo II "Materiales", artículo 9 "Armaduras", define las características de estos productos. Recogen prácticamente las prescripciones de las normas UNE antes aludidas.

En el momento actual se están revistando estas normas.

La revisión de norma UNE 36 088 de barras corrugadas, está pendiente de su edición para encuesta pública. Las modificaciones más importantes son la supresión del grado AE 46, la introducción de una definición de características geométricas del corrugado como alternativa del ensayo de la viga ("beam test") para caracterizar la adherencia, y la supresión del diámetro 14 de la serie normal.

Entre los detalles de importancia menor figura la reestructuración de las tres partes de la norma en un solo documento, la previsión de una elaboración próxima de las partes II y III relativas a las prescripciones específicas para barras soldables y para el comportamiento a fatiga y la introducción de un código alternativo de identificación (grados y fabricante) por regruesamiento de corrugas.

Los productos trefilados (alambres) no están contemplados en la EH 73 y sólo los corrugados son de aplicación directa en el hormigón. Esta norma está elaborada por el grupo de trabajo y aprobada por la CT 36, está pendiente de su edición para encuesta pública. Se contemplan dos grados AE 500 y AE 600 y en líneas generales sigue la misma tónica que la norma 36 088 de barras corrugadas.

Para finalizar el análisis de la normativa de aceros para armar, debe mencionarse la norma UNE 36 092 "Mallas electrosoldadas" cuya redacción está finalizada y pendiente de edición para encuesta pública. En este proyecto se contemplan las mallas fabricadas con barras corrugadas (recogidas en la EH 73) y con alambres (trefilados) corrugados, (UNE 36 099) así como la de lisos y grafilados (UNE 36 731), que no están recogidos en la EH 73. Esta norma define las características geométricas de las mallas estandard y los ensayos específicos de estos productos, ya que las características de los elementos que constituyen las mallas están definidas en las normas específicas antes señaladas.

3.1.2 *Aceros para pretensar*

En el campo de los aceros para pretensar la normativa UNE se compone de las siguientes normas:

UNE 36 095-73 Alambres

UNE 36 096-74 Torzales

UNE 36 098-75 Cordones

En líneas generales las prescripciones de estas normas están recogidas en la EP 77.

Quiero destacar la viva polémica, aún no resuelta, de la conveniencia de incluir un tipo de alambre de relajación igual o mayor al 8 por 100 ya que determinadas normas restringen su uso para fines específicos. Sin embargo, desde un punto de vista formal este sería un tema que debería desarrollar un documento de utilización de los aceros (norma UNE, Instrucción, Código de Buena Práctica, etc.) ya que la norma de acero sólo define las variantes de tipos y grados de productos que se fabrican sin prejuzgar su adecuación a aplicaciones específicas.

En relación con torzales y cordones, aparte de fijar las composiciones de los mismos (número y diámetro de los alambres) se definen las características de los alambres que los componen. Se ha puesto de manifiesto la dificultad de determinar con precisión las características de estos productos como conjunto, tales como el límite elástico o la relajación, por ser productos compuestos, y debido a aque el acoplamiento de sus distintos componentes puede afectar a los valores obtenidos para estas características.

En el momento actual la norma UNE 36 095 está en período de revisión con el fin de estudiar su adaptación a la muy reciente Euronorma 138. En relación con esta Euronorma queremos anticipar que una de sus más revolucionarias novedades es la de incluir un procedimiento de recepción basado en la existencia de un sistema de Certificación.

3.2 **Normativa internacional**

En este terreno quiero destacar que desconocemos la vertiente de la normativa oficial

(legislativa), análoga a las Instrucciones EH 72 y EH 77 en otros países y por tanto nos limitaremos a la normativa de los organismos de normalización que en los documentos analizados tienen un carácter análogo a las normas UNE.

Queremos matizar, antes de seguir adelante, que al hablar de normas internacionales, en rigor, este calificativo sólo es aplicable a las normas de ámbito supranacional es decir, las normas ISO y las normas CECA (Euronormas). Las normas nacionales de otros países deberían calificarse de normas extranjeras. Sin embargo su amplia utilización en los intercambios internacionales nos ha familiarizado con su uso por lo que se las conoce también como normas internacionales.

Estamos preparando en el Dpto. de Normalización de UNESID una publicación que recoja las características de los aceros definidos en las diferentes normas internacionales de uso más frecuente, tanto en lo relativo a los para armar como de los aceros para pretensar y que esperamos esté disponible en el plazo de un mes.

Las normas consideradas como de uso más extendido han sido las Euronormas (emitidas por la CECA) y las francesas (AFNOR), americanas (ASTM), británicas (BSI), alemanas (DIN), japonesas (JIS), belgas (NBN), españolas (UNE) e Italianas (UNI). No se han estudiado otros documentos por no ser de uso tan frecuente y no disponer de sus versiones en inglés o francés.

Entre estas normas podemos diferenciar claramente dos grupos, las europeas que presentan un enfoque muy semejante, estableciendo solamente diferencias de matiz que podemos considerar de segundo orden y las anglosajonas (británicas, americanas y japonesas) cuyo enfoque es sustancialmente diferente.

Así, por ejemplo, las normas americanas no contemplan los aceros deformados en frío. Sólo las normas CECA, británicas e italianas, admiten el acero ordinario (Re = 22 kgf/mm^2) corrugado. Las normas ASTM y JIS admiten aceros de tensiones intermedias (Re ~ 30:35 kgf/mm^2), que como se ha puesto de manifiesto en las discusiones en el seno del SC 16 de ISO lo aplican en las zonas calificadas como sísmicas.

Los grados 42 y 50 son prácticamente universales estando recogidos en todas las normas.

En el momento actual, el organismo mundial de normalización ISO, no dispone de normas sobre estos productos.

En 1976 se creó, dependiente del TC 17 Aceros, el SC 16 para la elaboración de estas normas y la Secretaría se encomendó a España. Este Subcomité ha celebrado ya dos reuniones, una en Madrid en junio de 1977 y otras en Lieja en abril de 1978, estando prevista una tercera para el próximo año en Budapest. Se han iniciado los proyectos de barras corrugadas sin exigencias especiales de soldabilidad y de alambres para pretensado estando estos temas aún en estudio.

En el campo de pretensado, la normativa internacional es menos abundante y menos uniforme.

Como ya hemos comentado no existe normas ISO aunque se está estudiando un primer borrador.

En CECA el GT 101 ha finalizado la elaboración de un proyecto de norma EU 138, que debe superar aún una serie de pasos administrativos para su conversión en Euronorma. Entre las normas nacionales, tenemos conocimientos de la norma ASTM 421, BS 2691 y las JIS 63536 y 63538 y la norma belga 684.1, no conociendo normas francesas, alemanas ni italianas.

4. RELACION ENTRE LA NORMALIZACION Y LA INVESTIGACION

La experiencia adquirida en la elaboración de normas a lo largo de estos últimos años nos permite afirmar que los mecanismos para la elaboración de las normas son los siguientes:

a) Adaptación de una norma internacional

b) Adopción de una práctica nacional aceptada por el uso.

Evidentemente una determinada norma puede tener en distintas proporciones la componente a) y la componente b).

En una norma existen determinadas características que, dentro de unos límites, que se fijan por convenio y cuya cualidad fundamental estriba en que todos los interesados tengan un punto de referencia común; así por ejemplo, es indiferente desde el punto de vista técnico que el límite elástico mínimo admisible sea 40, 41 ó 42 kgf/mm^2.

Por el contrario otras propiedades son función bien de las características técnicas de fabricación (vg. es técnicamente imposible fabricar con tolerancia de 1 μ m) o de las características técnicas de utilización.

Las primeras suelen ser bien conocidas por el fabricante que conoce los límites de sus instalaciones. Sin embargo la incidencia de determinadas características en las condiciones de aplicación, presenta grandes lagunas en la justificación de tales características y en muchas ocasiones se mantienen (incluso se pretende endurecer) ciertas exigencias sólo por costumbre. costumbre.

En el caso que nos ocupa de aceros para hormigón se presenta una complicación adicional: se conocen las características del acero y del hormigón pero ¿se conocen en igual medida las características de la pieza armada? Por otro lado, es evidente que a los materiales, conforme se profundiza en su conocimiento y se diversifica su aplicación se les somete a solicitaciones crecientes y sería necesario determinar claramente, mediante una investigación profunda, donde deben fijarse los límites de aplicación. Otro factor a tener en cuenta es que las nuevas tecnologías hacen aflorar nuevos problemas tales como la corrosión bajo tensión o el comportamiento a fatiga de las barras corrugadas.

Las consideraciones anteriores nos llevan a la conclusión que debe cambiarse el sistema para el establecimiento de las prescripciones de una norma en el sentido que éste recoja más que los resultados empíricos de una aplicación, los datos deducidos de una investigación profunda de las condiciones de utilización de forma que los materiales respondan a estas condiciones sin pecar ni de excesos ni de defectos.

Para mí es evidente que la normalización puede ser una fuente importante de temas para la investigación y que en el futuro las normas más eficaces serán aquellas que todas sus prescripciones se basen en resultados deducidos y justificados por una investigación adecuada. En caso contrario corremos el riesgo de malgastar económica y técnicamente unos recursos que la experiencia nos demuestra que, por ser cada vez más escasos, tenemos la obligación de econọmizar.

Nuevo manual de la ATEP sobre colocación de armaduras.

Por: Ramón del Cuvillo Jiménez
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos

Como viene siendo ya costumbre de las Asambleas Técnicas de la Asociación, se presenta hoy en La Coruña el Nuevo Manual sobre "Colocación de Armaduras". En las Asambleas pasadas, de Canarias y Sevilla, se presentaron los tres últimos trabajos que, como todos recordarán se referían a los Sistemas de Tesado, a la Inyección y a la Ejecución del Tesado respectivamente.

Como también es costumbre de la Asociación, el proceso que se ha seguido en la elaboración del Manual ha sido el siguiente:

Primero se ha convocado a los miembros de la ATEP posiblemente interesados en el tema. Los miembros de este grupo numeroso redactaron un Indice con el posible contenido del Manual, formándose a continuación cuatro grupos reducidos de trabajo, dedicándose cada grupo a uno de los siguientes capítulos: Armaduras pretesas en fase de proyecto, armaduras postesas y casos especiales también en fase de proyecto, ejecución y, por último, control.

Elaborados unos borradores, los coordinadores de cada grupo hemos celebrado varias largas sesiones para acoplar y fusionar estos borradores. El borrador final está prácticamente terminado. En fecha próxima se distribuirá dicho borrador a los miembros de la Comisión amplia de la ATEP para que lo examine y apruebe su contenido tras las modificaciones necesarias.

Si no se decide otra cosa, el Manual se refiere casi exclusivamente a la colocación de armaduras (cualquiera que sea su tipo) en los elementos o estructuras de hormigón pretensado. Se piensa, sin embargo, que puede ser interesante, quizás, aprovechar todo el material aportado para futuros trabajos de la Asociación. Dada la acogida que han tenido los ya publicados, y la posibilidad de realizar nuevos Manuales en un futuro próximo, gran parte de esta documentación tendría perfecta cabida en los temas que quedan por tratar.

A pesar de las restricciones impuestas en cuanto al contenido del trabajo pienso que es lo suficientemente extenso como para no intentar añadirle o incluirle otros temas.

Ha resultado bastante difícil; especialmente en algunas partes a las que luego nos referiremos, sentar un criterio y unas bases únicas de principio y se ha procurado tratar, en la medida de lo posible, de los problemas prácticos que se presentan tanto al proyectista como a los ejecutores de las obras pretensadas. Se va a intentar incluir el mayor número de figuras y croquis que aclaren el texto.

El Manual se ha dividido en 6 Capítulos, muy breves los tres primeros y extensos los otros tres.

El primero es el de *DEFINICIONES* en el que como también ha sido costumbre en los otros Manuales, se añaden aquí las nuevas que no han sido incluídas en los anteriores.

El Capítulo 2º se denomina *CONSIDERACIONES PREVIAS*. Se recuerda y razona la importancia que tiene la correcta colocación de las armaduras activas (que sitúan la fuerza de pretensado) e incluso las pasivas en mayor grado que en el hormigón armado por la propia peculiaridad de los elementos pretensados.

Dada la estrecha relación que existe entre anclajes, empalmes, vainas y otros accesorios y las propias armaduras, se incluyen también recomendaciones para la colocación de esos elementos.

El Capítulo 3º lleva por nombre *CAMPO DE APLICACION*. Es importante transcribir lo que aquí se dice:

"Las presentes Recomendaciones son aplicables a las estructuras o elementos de hormigón pretensado normalmente utilizados en la práctica, con exclusión, por tanto, de aquellos casos especiales, aunque cada día más frecuentes, tales como estructuras para centrales nucleares, estructuras marítimas en alta mar y, en general, en todas aquellas en las que por utilizarse tendones de excepcional potencia, están sometidas a acciones y/o ambientes singulares, etc., exigen unas normas adicionales y específicas en cada caso".

Es de esperar que este tipo de obras vayan incluyéndose en nuestra Normativa. Unos minutos más tarde se va a hablar aquí de la normativa de pretensado en centrales nucleares. Esto supone abrir el camino para el futuro del tema que cada vez está más próximo.

El Capítulo 4º se dedica íntegro al *PROYECTO*. El 5º a Ejecución y el 6º al Control. Forman los tres el cuerpo fundamental del Manual.

El capítulo dedicado al Proyecto comienza con un artículo dedicado a Generalidades.

Se dice en este Artículo:

"La calidad de un Proyecto influye de manera decisiva sobre la propia ejecución y comportamiento futuro de la obra".

Varias razones se aducen para resaltar la importancia relativamente mayor que en otro tipo de estructuras tiene el disponer, cuando se trata de una obra de hormigón pretensado, de un proyecto bien realizado y definido. Estas son las razones:

- Utilización de distintos materiales tales como armaduras activas y pasivas, hormigón, anclajes, vainas, empalmes, etc.
- Introducción de esfuerzos considerables a veces en edades tempranas.
- Dimensiones reducidas de las piezas en relación con los dispositivos utilizados, como suelen ser los espesores de las piezas, cantos, etc.
- Interferencias que normalmente se presentan entre unas armaduras y otras y con otros elementos integrantes de la construcción.

Parte importante de la definición a exigir en Proyecto es la que se refiere a la disposición y colocación de las armaduras, tanto activas como pasivas y de los restantes elementos en relación con dichas armaduras.

En este Artículo se intenta establecer unos principios únicos para todo lo que se refiere a armaduras en los siguientes puntos:

1º.- Las distancias entre armaduras (en caso de un tendón con armadura postesa debía-

mos decir conducto) vienen supeditadas a que el hormigón penetre y rellene completa y homogéneamente todos los espacios existentes en la pieza y a que se asegure la transmisión de esfuerzos y la resistencia local del hormigón.

2º.- En el caso de distancias a los paramentos o recubrimientos, se deben añadir a las razones anteriores las debidas a exigencias de durabilidad de la estructura.

A estos efectos se llama la atención sobre el hecho de que la designación que normalmente se utiliza de dirección horizontal y dirección vertical en una pieza es puramente convencional y se refiere a su posición real de hormigonado, la cual, especialmente en el caso de elementos prefabricados, puede no coincidir con la disposición definitiva en la estructura.

A continuación se establecen 3 "situaciones", en relación con el ambiente o tipo de protección que vaya a tener la estructura. Se intenta unificar los criterios establecidos en cada una de nuestras Instrucciones y Normas, que sea de utilidad para armaduras activas, tanto si son pretesas como postesas, y para armaduras pasivas. No sabemos exactamente cómo denominarlas ya que un elemento de hormigón pretensado puede situarse en un ambiente agresivo pero proyectarse como si no lo fuera si está suficientemente protegido. Al menos, en teoría, puede ser así, por lo que la definición de ambiente o la de protección no sirven totalmente para una clasificación con vistas, por ejemplo, a la elección de un mínimo en cuanto a recubrimiento de las armaduras.

Establecidas las denominadas "SITUACIONES" en que puede preverse vaya a encontrarse la estructura pretensada, se intenta también definir, cuando se trata de un "GRUPO DE ARMADURAS", las dimensiones o medidas básicas que sirvan para determinar las distancias mínimas entre grupos o de grupos a armaduras aisladas y los recubrimientos.

Basta leer lo que dicen las normas, nacionales o extranjeras al respecto. En unas se define el diámetro equivalente, en otras el denominado teórico, en otras unas ciertas dimensiones envolventes, etc.

Creemos se debería llegar a una uniformidad de dimensiones básicas. Parece que esto es posible en el caso de grupos que no superen el número de dos elementos en cada dirección. Para grupos de más elementos va a ser más difícil y quizá debiera dejarse a la experiencia o ensayos previos concretos en cada caso.

También vamos a proponer una única definición para el TAMAÑO MAXIMO DEL ARIDO. Como en el caso anterior, existen diferentes definiciones en nuestras Instrucciones y ya sabemos que la distancia libre entre armaduras o grupos de armaduras viene también fijada por un mínimo que depende de dicho tamaño.

Definidas las bases únicas para determinar los mínimos tanto en distancias como en recubrimientos, se fijarán en cada uno de los artículos correspondientes a cada tipo de armaduras los valores de dichas medidas. Se hace constar en este artículo también que las distancias recomendadas en el Manual pueden resultar superiores (nunca inferiores, por supuesto) a las "mínimas fijadas en las Instrucciones vigentes, por entender que, en muchas ocasiones, adoptando los métodos usuales de puesta en obra y compactación del hormigón y teniendo en cuenta las *tolerancias* recomendadas más adelante, puede resultar más práctico y seguro adoptar valores superiores a los mínimos generales, estrictos, fijados por dichas Instrucciones".

Se añade, además, que "las recomendaciones siguientes se refieren a los casos más usuales de elementos o estructuras pretensadas, pudiendo el proyectista adoptar otras disposiciones en la colocación de armaduras cuando se trate de casos especiales o se posea suficiente experiencia del caso de que se trate".

El capítulo de Proyecto se divide en tres grandes artículos dedicados a las armaduras activas pretesas, armaduras activas postesas y a las pasivas.

El Artículo de ARMADURAS ACTIVAS PRETESAS comienza en su introducción recordando que "como el anclaje definitivo de estas armaduras se hace por adherencia con el hormigón, deben poseer unas características adherentes mínimas que garanticen este tipo de anclaje y las hagan adecuadas para su utilización en la forma prevista".

Se define a continuación *longitud de transmisión* y *longitud de anclaje*, considerando "adecuadas para ser ancladas por adherencia las armaduras cuya longitud de anclaje resulte inferior a 100 ϕ en el caso de alambres aislados y a 150 ϕ de cada uno de los alambres individuales, si se trata de torzales o cordones".

Se pasa a continuación a recomendar las DISTANCIAS mínimas entre armaduras, tanto para armaduras aisladas como para grupos y distinguiendo según se consideren en horizontal o en vertical. Como en los otros tipos de armaduras las distancias mínimas vienen determinadas por tres condiciones:

- Mínimo absoluto.
- Condición dependiente del diámetro.
- Condición dependiente del tamaño máximo del árido.

Se establece una excepción para el caso de elementos prefabricados en grandes series normalizadas con alambres de diámetro no superior a 5 mm. Se admite, en este caso, una reducción de dichas distancias mínimas.

En el caso de GRUPOS se sigue el mismo sistema y se recomienda el número máximo de elementos que vayan a formar el grupo.

Las DISTANCIAS A LOS PARAMETROS o Recubrimiento se fijan también por las tres condiciones ya enumeradas y para cada una de las "situaciones" establecidas al principio. En general, en la Situación C o de ambiente agresivo o cuando se exigen determinadas resistencias al fuego, etc. se deja al Proyectista el estudio y elección de recubrimiento mínimo a adoptar. Hasta aquí, la determinación de las distancias mínimas a los paramentos sigue la misma forma que para los otros tipos de armaduras. En el caso de pretesas, a que nos referimos, se introduce una nueva clasificación según la Clase en que se haya comprobado el elemento, permitiendo una reducción de recubrimiento en las piezas comprobadas en Clase I y en especial si la armadura pretesa es de pequeño diámetro.

Se dedica también un Artículo extenso a los ANCLAJES, distinguiendo el anclaje en los extremos de las bancadas o pistas de pretensado del de la armadura activa en la pieza de hormigón pretensado, y dando algunas recomendaciones al respecto.

Respecto a EMPALMES, se recuerda al Proyectista que, en caso de permitir la existencia de uno de estos elementos en el interior de una pieza, deberá indicar qué tipo de empalme es permitido y en qué zonas se permite su presencia. Se añaden otras recomendaciones más sobre el tema tales como la no utilización de dichos empalmes en las zonas en que las armaduras tesas vayan a trabajar a máxima carga.

El Artículo siguiente, de posible gran interés, se refiere a las ZONAS NO ADHERENTES, zonas dispuestas generalmente en los extremos de las piezas con armaduras rectas. Se establecen los requisitos que deben cumplir los distintos tipos de envoltura y se recuerda que, con este dispositivo, el anclaje de la armadura se ha trasladado a otra zona distinta de la normal, en extremos de la pieza. En el Proyecto "deberá indicarse el acortamiento de la armadura correspondiente a la longitud no adherente para que pueda ser comprobado en la ejecución, garantizándose de esta forma que se produce el efecto deseado".

Se recuerda por último "que, a todos los efectos de cálculo, la zona de armadura no adherente y sin tensión debe ser considerada como si no existiese".

A continuación viene el ARTICULO DE ARMADURAS ACTIVAS POSTESAS, dentro todavía del Capítulo de PROYECTO.

Se divide este Artículo en los siguientes puntos:

Generalidades, características de las vainas y conductos. Distancias entre conductos o entre conductos y armaduras pasivas. Distancias a los paramentos. Trazado. Cabezas de anclaje. Empalmes. Boquillas de inyección y respiraderos y Armaduras activas exteriores.

Refiriéndonos a los puntos más importantes, en el Artículo de GENERALIDADES se recuerda que "dada la naturaleza de los tendones formados por armaduras activas postesas y su variable disposición en las piezas pretensadas, se exije un estudio más complejo que el normalmente utilizado para otros tipos de armaduras y es necesario definir dichos tendones con mayor precisión".

Se alude también en este Artículo al problema de la sustitución de unos tendones por otros de potencias diferentes y/o a la utilización de diferentes sistemas de pretensado. Se recomienda que en el proyecto se defina no sólo la disposición de los conductos y sus características geométricas y de los anclajes y demás elementos auxiliares, sino que es necesario definir totalmente la armadura pasiva de la totalidad de la pieza con especial atención a las interferencias con las armaduras activas a lo que debe añadirse la preocupación de las zonas de gran densidad de armaduras y del cumplimiento de las recomendaciones sobre recubrimientos y distancias."

En el Artículo dedicado a VAINAS se recomiendan las características que deben poseer y la conveniencia de la disposición en proyecto de aquellas que se refieren a la geometría, espesor y relación con las armaduras, datos que son precisos para su encaje dentro de la sección de la pieza. Este Artículo se complementa luego en el Capítulo de Ejecución con especificaciones más concretas.

Siguen a continuación dos Artículos dedicados a DISTANCIAS el primero *entre conductos* y el segundo *a los paramentos* o recubrimientos.

Las Distancias entre conductos se refieren a conductos aislados y a grupos de vainas. Su ordenación es similar a la adoptada para Armaduras pretesas, distinguiendo entre dirección horizontal y vertical y en base a las mismas tres condiciones: mínimo absoluto, geometría del conducto aislado o del grupo y tamaño máximo del árido. Se completa este Artículo con los requisitos que deben satisfacer los grupos y la necesidad de dejar espacio suficiente para el vibrador.

Las Distancias a los paramentos o recubrimientos vienen fijadas según su *situación* y dentro de cada una en base a las tres condiciones citadas antes que, vuelvo a repetir, son las mismas que para armaduras pretesas y que para las pasivas. Se contempla aquí también el caso de las *armaduras postesas exteriores*.

El Artículo de TRAZADO es breve. Se recomienda que "si el trazado tiene expresión matemática deberá darse dicha expresión pero sin omitir la definición del trazado por puntos". Se adopta "la definición del trazado del tendón a partir del trazado del eje del conducto, como es lo usual; ello no implica la concordancia de ambos ejes; se recuerda que en ciertos casos esta diferencia puede tener importancia en el cálculo, a efectos de la situación de la fuerza de pretensado".

Se insiste también aquí en que deben respetarse las exigencias de cada sistema de pretensado.

En el Artículo de ZONAS DE ANCLAJE vuelve a insistirse en la conveniencia de proyectar con cuidado estas zonas en cuanto a disposición de armaduras debido a la posible concentración de estas últimas que puede dar lugar a problemas durante la ejecución.

Dentro de este mismo Capítulo de Proyecto se ha redactado un artículo que creo de interés dedicado a las *Armaduras Activas Exteriores.* Comienza diciendo que "la utilización de armaduras activas libres o exteriores no es, en general, recomendable y deberá recurrirse a ellas únicamente por razones especiales tales como refuerzo de elementos estructurales, sustitución de alambres, reparaciones, fijaciones y cosidos diversos, suspensión de elementos, etc. y ello en determinadas condiciones".

Se citan a continuación los problemas fundamentales que pueden originarse, entre los que se encuentran la dificultad de una protección adecuada de las armaduras en el período de servicio de la obra y también las dificultades creadas en los puntos de apoyo de las mismas armaduras.

El Articulado dedicado a Armaduras postesas termina con unas recomendaciones sobre PIEZAS CON ARMADURAS PRETESAS Y POSTESAS y sobre REFUERZOS.

El siguiente CAPITULO viene dedicado a ARMADURAS PASIVAS. Gran parte de este capítulo se dedica al problema específico de las piezas pretensadas. Este problema, en cuanto se refiere a la colocación de armaduras, aparece cuando se quieren cambiar unos tendones por otros de potencia diferente y/o se quiere utilizar otro sistema de pretensado diferente del de Proyecto. Se reconoce sería de gran utilidad "llegar a definir y diferenciar en el proyecto la armadura pasiva independiente del pretensado que se vaya a utilizar, de la que puede resultar afectada por un posible cambio de dicho pretensado". Sin embargo, dadas las diferentes funciones resistentes que pueden cumplir las armaduras pasivas, las condiciones de cuantías mínimas y otras, se ha llegado a la conclusión que resulta prácticamente imposible reflejar en Proyecto esta separación.

Para dar idea de los diferentes tipos de armaduras pasivas desde el punto de vista del origen o causas que motivan su empleo se hace un recordatorio de dichos tipos. Tenemos así una primera clasificación en: generales y locales. Las primeras son las que resultan del cálculo de las solicitaciones a que están sometidas las piezas o sea los esfuerzos de flexo-compresión y esfuerzos transversales generales. Las armaduras denominadas locales se disponen en zonas determinadas del elemento estructural como pueden ser las de cabezas de anclaje, zonas laterales inmediatas a dichas cabezas, zonas de anclaje o de difusión de la fuerza de pretensado, etc. etc.

Dada la dificultad de dejar constancia en el proyecto del tipo de armadura dispuesta, en especial de las denominadas locales, y de que una misma armadura puede cumplir dos o más funciones simultáneamente, se recomienda que, salvo una clara y precisa definición de dichas funciones, no se modifiquen las armaduras pasivas ni su disposición en la pieza sin un estudio riguroso.

Se incluyen también en este Artículo de Armaduras Pasivas recomendaciones sobre DISTANCIAS. El orden que se ha seguido para fijar estos mínimos, tanto entre armaduras como en distancias a los paramentos, ha sido el mismo que para las armaduras activas.

El CAPITULO 5 está dedicado a la EJECUCION y se divide en seis artículos dedicados a: Generalidades, Armaduras activas, Vainas y conductos, Anclajes y Cabezas de anclaje, Armaduras pasivas y por último Sustituciones.

En el primer Artículo de GENERALIDADES, se recuerda "que la estructura pretensada es una obra especialmente viva, sometida a grandes esfuerzos iniciales, en la que pueden desarrollarse a lo largo del tiempo fenómenos que atentan contra su seguridad, y que pueden evolucionar rápidamente como los de corrosión, fluencia, relajación, etc.".

"La disminución en la calidad de los materiales prevista en el proyecto y una descuidada ejecución de la obra puede ocasionar problemas de costosa y difícil reparación". Por lo tanto, la obra debe sujetarse estrictamente a las dimensiones señaladas en el proyecto y la

calidad de los materiales no puede verse disminuida por un descuidado manejo o almacenamiento".

A este preámbulo sigue el Artículo dedicado a ARMADURAS ACTIVAS.

En este Artículo se incluyen unas Precauciones previas a la colocación que, aunque, no se refieren directamente a dicha colocación se ha creído útil mantener. Se trata del suministro, almacenamiento, transporte, coste y manejo de las armaduras.

Sigue a este Artículo el de COLOCACION, específico del tema fundamental del Manual y dividido en Armaduras pretesas y Armaduras postesas.

Tras un preámbulo de condiciones específicas de las armaduras pretesas en cuanto a limpieza de superficie, uso de distintos tipos de acero, corte, operaciones de soldadura, bancadas, etc., se indican algunas recomendaciones específicas.

En el caso de colocación de Armaduras POSTESAS se insiste sobre la prohibición de utilizar en un tendón aceros de diferentes características. Entre otras, se dice lo siguiente:

"Deberán seguirse con rigor las especificaciones de proyecto, adoptando las debidas precauciones para evitar la corrosión del acero y garantizar la durabilidad del mismo."

El Artículo siguiente está dedicado a las VAINAS. Después de resaltar la importancia del papel que juegan las vainas en un elemento pretensado se dice:

"Debe recordarse que un gran número de fallos y problemas constructivos, así como los de su posterior comportamiento son motivados por una defectuosa colocación de las vainas".

Después de fijar las características exigibles a las vainas de estanqueidad, flexibilidad, posibilidad de empalmes, resistencia al aplastamiento y posibilidad también de acomplamiento estanco con los elementos de anclaje, se hacen consideraciones sobre la posibilidad de formar conductos sin vainas; en este último caso se recomienda llevar a cabo una experimentación cuidadosa antes del comienzo de la obra.

Este Artículo de Vainas ha resultado muy extenso pues se tratan en él además los temas siguientes:

Precauciones previas a la colocación, empalmes, boquillas de inyección y respiraderos, precauciones previas al hormigonado, durante el hormigonado y después del hormigonado y recomendaciones para el caso de hormigonado por fases.

No nos es posible extendernos en el tema, pero merecen destacarse las recomendaciones sobre colocación y dentro del tema las que se refieren al trazado y tolerancias. Por ejemplo, "en caso de interferencias entre vainas y las armaduras pasivas de forma que los movimientos necesarios para evitar dichas interferencias superen las tolerancias especificadas, se dice que deberá modificarse el trazado, previo conocimiento y autorización del Director de la Obra. Dicha modificación deberá basarse en el correspondiente estudio del proyecto y su alcance depende del tipo de modificación a realizar y de la causa de dicha modificación".

También en cuanto al Trazado se hace referencia a las sujeciones de las Vainas para garantizar su inmovilidad; como orden de ideas las distancias entre estas sujeciones (variables, por supuesto, según la rigidez de las propias vainas y de las tolerancias prescritas) suelen estar comprendidas entre 0,75 m y 1,50 m.

En el tema de EMPALMES de vainas se dan recomendaciones para asegurar la estanqueidad de las uniones, fijándose unos valores mínimos de longitudes de los manguitos.

Sobre las BOQUILLAS y RESPIRADEROS se indican las posiciones más convenientes y otros pormenores.

El Articulado termina con unas recomendaciones para el caso de hormigonado por FASES. Se trata primero de aquellos casos en que se realiza un hormigonado "in situ" por fases, en las que suele ser corriente transcurra un intervalo de tiempo grande entre la colocación de una Vaina y su posterior inyección.

También se dan algunas recomendaciones prácticas en el caso de unión de piezas prefabricadas.

Siguiendo con el capítulo de EJECUCION el Artículo siguiente, también extenso, trata de los ANCLAJES y CABEZAS DE ANCLAJE.

Entre otras recomendaciones se dice lo siguiente:

"Se extremará la prudencia cuando los anclajes no sean normalizados y con suficiente experiencia; en este caso se realizarán los ensayos necesarios para comprobar sus características y las condiciones especiales que pueda imponer en la ejecución de la obra."

Esta parte del Manual está muy ligada al Manual HP.4 sobre sistemas de Pretensado y, en cierta forma, se complementan. Por esta razón la parte dedicada a Armaduras postesas es más breve que la dedicada a las Pretesas donde se especifica y recomienda en mayor amplitud. Como en el Capítulo dedicado al Proyecto, se hace distinción aquí entre los anclajes en extremo de pista y los anclajes en la pieza de hormigón.

El Capítulo termina con un Artículo sobre Armaduras Pasivas que comienza de la siguiente forma:

"Aunque las características de las armaduras pasivas son las mismas que las exigidas en hormigón armado, su colocación deberá ser más cuidada aún, dado que en los elementos de hormigón pretensado suelen utilizarse espesores menores, se presentan zonas (como las de anclaje) con gran cantidad de armaduras y aparecen con frecuencia interferencias con las armaduras activas."

Sobre esta base se desarrolla el articulado recomendado: cuidar las distancias del proyecto o en su defecto las incluídas en el Manual, asegurar firmemente las sujeciones de la armadura, garantizar dichas distancias con suficiente número de soportes y separadores, etc.

El Capítulo termina insistiendo en el tema de las posibles SUSTITUCIONES, desde el punto de vista y momento de la Ejecución de la obra. Se recuerdan aquí los problemas más importantes a tener en cuenta en el caso de que se proceda a la sustitución o cambio de pretensado.

Por último, el CAPITULO 6, está dedicado al CONTROL, dividido en 4 artículos: Especificaciones de control de calidad de los materiales. Especificaciónes de control de calidad de la ejecución. Documentación del Control y Tolerancias.

En el primer Artículo de calidad de los Materiales se hace referencia a la Instrucción EP-77 con dos niveles de Control según el coeficiente de minoración del acero. En el caso de vainas se especifican como ensayos los de la sección y espesores, y para anclajes y empalmes se limita a una inspección visual y a una revisión de los documentos de autocontrol según se recomienda en el Manual HP. 4-76.

En el Control de calidad de la EJECUCION se incluyen especificaciones sobre el Almacenamiento de Armaduras y otros materiales, sobre el corte, doblado y colocación de Armaduras pasivas y corte, formación de tendones y colocación de armaduras activas.

El Artículo siguiente se refiere a la DOCUMENTACION DE CONTROL. Se insiste en que formen parte de la documentación de control muy particularmente las siguientes:

- Ensayos de acero.
- Certificados de garantía del fabricante.

– Planos.

– Memoria de actuaciones y partes de inspección.

En el último Artículo dedicado a TOLERANCIAS, se recomiendan unos valores a adoptar como desviaciones aceptables, siempre que en el proyecto no se especifiquen tolerancias más estrictas.

Se ha adoptado, como ya va siendo usual, el escalonamiento de desviaciones, escalonamiento que sustituye a algunas fórmulas de tipo contínuo al uso.

Se especifican Tolerancias sobre Corte. Doblado y Colocación de Armaduras tanto activas como pasivas, sobre Distancias entre barras o grupos de barras y sobre Desviaciones de las Vainas.

* * *

Reseña Bibliografica.

Forjados y Losas de Piso (Dos Tomos), por:
Gerónimo Lozano Apolo, Dr. Ingeniero y Aparejador

Esta obra ha sido publicada en dos tomos, de 232 páginas cada uno, y aparece ilustrada con numerosas figuras, tablas y fotografías. En el primer tomo se estudian los forjados unidireccionales, y el segundo se ocupa de los forjados especiales.

Resulta difícil, en esta breve reseña, poder dar una idea completa del contenido de estos dos tomos, que han de ser de gran utilidad para arquitectos, ingenieros, aparejadores, constructores, fabricantes de forjados, en fín, para todos aquellos técnicos que desarrollan sus actividades en los campos del proyecto, la fabricación o la ejecución de forjados. Representa una ingente labor de síntesis de casi todo lo que se puede decir sobre forjados unidireccionales y losas.

En el primer tomo, se plantea la problemática de los forjados en toda su amplitud, y consta de diez capítulos y varios anejos. Los tres primeros capítulos dan a conocer las misiones que el forjado debe o puede cumplir, sus tipos y los materiales componentes. Los cinco siguientes, se dedican a cada una de las fases por las que pasa un forjado hasta llegar a su terminación: fabricación, cálculo, puesta en obra, detalles constructivos y pruebas y ensayos. Los dos últimos capítulos se refieren a temas tan interesantes como el refuerzo (incremento de la resistencia de un forjado ya construído), y a la patología y terapéutica o reparación de los forjados. Este volumen se completa con anejos en los que se recoge la legislación y normativa básica relativa a este tipo de elementos estructurales, y se incluye una extensa relación de fabricantes nacionales de los mismos.

El segundo tomo se divide también en diez capítulos, en los cuales se estudian diversos tipos de forjados especiales tales como los bidireccionales planos, los tableros de cubierta, paneles de techo, losas de escalera, falsos techos, etc. A estos temas se dedican seis capítulos en los que, de forma exhaustiva, se trata del proyecto, cálculo y construcción de cada uno de los citados tipos especiales de forjados. En los cuatro restantes capítulos se exponen ejemplos de losas especiales utilizadas en cerramientos verticales, muros de contención, etc; algunos casos de losas parcialmente industrializadas; diversos tipos de construcción industrializada pesada o con paneles de grandes dimensiones, explicándose los sistemas de unión entre paneles y la puesta en obra y, finalmente, se incluyen otras aplicaciones de las viguetas tales como la construcción de dinteles, correas para cubiertas, vallas, estacas, etc.

Los pedidos de esta interesante y útil publicación pueden dirigirse a: G. Lozano Apolo. Calle Uría, 17 - 7° drcha., Gijón (Oviedo).

591-2-130

Colecciones de puentes de hormigón pretensado.

Por: Ramón del Cuvillo Jiménez
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos

En el año 1972 se aprueba y publica la nueva "Instrucción de acciones" de aplicación en Puentes de Carretera, Instrucción que viene a sustituir y derogar la hasta entonces vigente "Instrucción de tramos metálicos..." del año 1956 en la parte correspondiente a los citados Puentes de Carretera. La elaboración de la nueva Instrucción fue larga y laboriosa; en cuanto a cargas debidas al tráfico, un único tren de cargas sustituye, para todos los puentes, a los cuatro trenes de la Instrucción anterior.

La puesta en vigor de la nueva Instrucción, especialmente por la acción del vehículo pesado, deja en desuso las colecciones existentes.

Coinciendo con este hecho, o quizá algo después, la Dirección General de Carreteras inicia una "campaña" de renovación y puesta al día de la normativa de carreteras, normativa que por el paso del tiempo era necesario actualizar y ampliar. En el año 1974 se recogen en un documento denominado "Renovación y desarrollo de la Normativa Técnica" las ideas básicas de dicha actualización, así como un programa de desarrollo de la misma.

Respecto a Puentes se plantearon dos posibilidades de actuación:

- Preparación de programas de ordenador, al estilo de otros países como Francia, incluída la posibilidad de dibujo automático de planos detallados, para lo cual sería preciso establecer una serie de tipos de soluciones estructurales, desarrollar todo el cálculo numérico general, etc.
- Redacción de Colecciones de tipo tradicional, ofreciendo, según datos geométricos bien definidos, tales como luces y anchos. Planos de construcción y Mediciones completas.

Ambas soluciones tienen ventajas e inconvenientes. Con los programas se tiene la posibilidad de que sean modificados con relativa facilidad cuando, por ejemplo, se altere una especificación de materiales o coeficientes de seguridad o contenido de las Instrucciones en cuanto a cálculo. Exige, por otra parte, una larga preparación y el empleo de un ordenador determinado. Las Colecciones, tal como se entiende tradicionalmente, admiten la posibilidad de un desarrollo por parte, más rápido en cuanto que su trabajo puede dividirse más fácilmente y las soluciones se manejan y tienen a la vista. La gran desventaja, como ya ha ocu-

rrido, es que un cambio en las Instrucciones utilizadas en su desarrollo exige una nueva comprobación y, sobre todo, porque por la misma razón puede darse el caso de tener que abandonarlas definitivamente.

Estas ventajas y desventajas no son tan claras y existen otras difícilmente analizables, pero igualmente importantes.

Sea cual fuere el tipo de solución se hacía preciso elegir la tipología, materiales y datos geométricos de partida, si no se quería manejar un campo tan amplio de posibilidades que hicieran imposible abarcarlo. Para ello se realizó una estadística durante todo un año de luces y materiales más utilizados en proyecto. El resultado de este trabajo puede resumirse de la siguiente forma:

- El 70 por 100 de las obras eran de tableros simplemente apoyados con luz menor de 30 m.
- El 62 por 100 correspondían a soluciones en hormigón pretensado, el 31 por 100 de obras de hormigón armado o en masa y el 7 por 100 a soluciones metálicas.

Lo que se sospechaba quedó evidente por este resultado. Se podía con ello iniciar los trabajos por las luces y materiales más normalmente utilizados; a ellos irían dirigidos los trabajos iniciales que podrían irse ampliando en el futuro.

Elegido el tipo de Colección tradicional, era necesario también fijar el contenido de dicha Colección buscando una presentación lo más escueta pero, a la vez, más completa posible con vistas a su utilización. El esquema adoptado fue el siguiente:

- *Memoria,* donde se refleja el campo de aplicación, la normativa aplicada, características de los materiales, coeficientes de seguridad y control de calidad, comprobaciones realizadas y algún detalle más en casos especiales.
- *Planos,* completamente definidos, que incluyen el preceptivo control de calidad, definición de materiales y, en caso necesario, especificaciones de ejecución.
- *Mediciones,* dadas bien directamente para cada solución considerada o bien mediante sencillas fórmulas cuyos coeficientes dependen de variables geométricas iniciales.

Conviene, antes de seguir adelante, aclarar qué se entiende por Colección Oficial:

"Conjunto ordenado de documentos que permiten un cierto grado de normalización en sus características físicas. Generalmente se trata de elementos constructivos, tales como tableros de puentes, tajeas, caños, bordillos, etc.

La utilización de las soluciones de la Colección Oficial, dentro de su ámbito de aplicación, puede eximir de la justificación de algunos aspectos determinados (análisis estructural, medición de las unidades de obra, etc.), pero nunca de las justificaciones siguientes:

a) Que el tipo de solución adoptado es el más adecuado entre los de posible aplicación al caso, estén o no normalizados.

b) Que el elemento propuesto es el más conveniente entre los diversos que de dicho tipo presenta la Colección."

Queda claro en el punto a) que la aplicación de la Colección no puede hacerse de forma directa y sin justificación, que el Autor del Proyecto debe estudiar, analizar y elegir entre las soluciones posibles y utilizar sólo la solución de la Colección si de su estudio se deduce que es la más adecuada. En todo el razonamiento tiene la importancia que merece la economía de la obra; la Colección en este punto permite, por ofrecer la medición correspondiente, una más rápida obtención del coste, coste a comparar con el de otras posibles soluciones cuya obtención es, en la mayoría de los casos, más problemática y de mayor trabajo.

Volviendo a la presentación de la Colección y sus partes, queda el tema del Pliego de Condiciones o de Prescripciones Técnicas. En las fechas a que nos estamos refiriendo existía un Pliego para obras de Carreteras y Puentes redactado en los años sesenta. Desde entonces habían ido apareciendo nuevas Instrucciones, tales como la EH-68, sustituída luego por la EH-73 y se encontraba en plena redacción la primera Instrucción de hormigón pretensado, denominada luego EP-77, además de otras Instrucciones, Normas UNE, etc., que hacían que el citado Pliego, en su parte correspondiente a Puentes, podía considerarse prácticamente obsoleto.

Oportunamente, dentro del Plan de Renovación de la normativa de la Dirección General, se contemplaba la necesidad urgente de la revisión del citado Pliego de Prescripciones. Prácticamente había que sustituir o ampliar, al menos, los artículos dedicados a Puentes; además, convenía darle una ordenación diferente, conforme con las nuevas Instrucciones en vigor. La revisión del nuevo Pliego se terminó en 1975 y fue aprobado por O.M. de 2 de julio de 1976.

El antiguo Pliego dedicaba a Puentes un 45 por 100 aproximadamente; en el nuevo Pliego este porcentaje aumenta a un 50 por 100 y recoge prácticamente las prescripciones de la normativa hoy día vigente; el cambio ha sido total y se ha contado en su nueva redacción con inestimables colaboraciones entre las que cabe destacar las de J. Batanero, en los artículos dedicados a puentes metálicos, y las de J. Calavera y J.A. Torroja, en los que se refieren a elementos de hormigón armado y pretensado.

El nuevo Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes, denominado abreviadamente como PG-3, incluye artículos prácticamente nuevos como son los dedicados a Resinas Epoxi, Vigas prefabricadas y su montaje, Inyección de conductos, Apoyos, Juntas, Pruebas de carga, etc.

El nuevo Pliego es de aplicación íntegramente a las Colecciones; si hay alguna prescripción no definida en el citado Pliego o específica del elemento estructural incluído en la Colección, se ha procurado aparezca en la Memoria y, sobre todo en los Planos; basta por tanto darle entrada en el Pliego de Prescripciones Técnicas particulares que debe elaborar el Autor del Proyecto. De esta forma, el Proyecto queda completo a falta de aplicarle los Cuadros de Precios, que junto con las Mediciones dan lugar al Presupuesto.

Como inciso queremos recordar que ya en la "Instrucción de acciones" del año 1972 aparece, por vez primera, la denominación genérica de "Obra de Paso", aplicable a todo tipo de "obra que salva una discontinuidad en un trazado para conseguir el paso por ella"; no sabemos todavía si es una denominación afortunada o no, si va a extenderse su empleo o queda reducido como vocablo oficial, pero de lo que no hay duda es que era necesaria una denominación que abarcase a la obra de fábrica (hormigón en masa, armado, pretensado, piedra, ladrillo, etc.), a la obra de tipo metálico (acero, aluminio, etc.) y a cualquier otro tipo, grande o pequeño, viaducto o puente, pontón o tubo metálico, etc.

Sentadas las bases del contenido de la Colección y su posible aplicación por el complemento necesario del Pliego de Prescripciones, se plantea el problema de la Sección Transversal. La Instrucción de Carreteras contempla un elevado número de secciones normalizadas que, a efectos prácticos, no es posible incluir en su totalidad. Se hace necesario normalizar, en lo posible, las secciones tanto de carreteras como de autopistas; a estos efectos se comprende que una vez normalizadas dichas secciones, en una gran mayoría de casos va a ser posible interpolar para secciones diferentes, siempre que estén comprendidas entre los anchos calculados y siempre que se tomen los más desfavorables entre los más próximos definidos. Se llega así a tres anchos de plataforma distintos: 0,5 + 6 + 0,5, 1 + 7 + 1 y 1,5 + 7 + 1,5 para carreteras (magnitudes en m).

En un principio las secciones de plataforma elegidas, se acompañaban de aceras eleva-

das de 1 m de ancho cada una, donde se disponían una barandilla y una barrera semirrígida; en realidad, el escaso espacio disponible entre barandilla y barrera hace que más que una acera para paso de peatones, deba considerarse como zona donde pueda deformarse la barrera y para paso del personal de vigilancia y conservación.

Definidas así las secciones a utilizar en el desarrollo de las Colecciones, aparece la idea de considerar otro tipo de barrera, la rígida, sin aceras, que reune indudables ventajas desde el punto de vista de la seguridad vial. El único problema es que dicha barrera ocupa prácticamente la mitad de espacio que el usualmente admitido para la barrera semirrígida. Sin entrar en polémica sobre las ventajas de uno u otro tipo de barrera, su economía, peso o carga que gravita sobre el tablero, estética, etc., se llega a la conclusión que es necesario, ante la duda de cuál debe utilizarse en cada caso, de duplicar el número de Secciones transversales a tener en cuenta en el desarrollo de las Colecciones; de esta forma aparece la división de tableros o tramos con barrera semirrígida o los mismos tableros o tramos con barrera rígida.

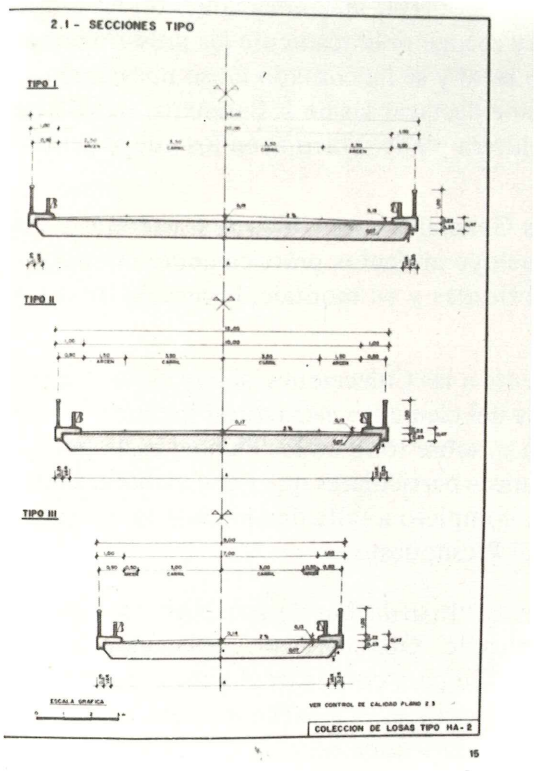


FIG. 1

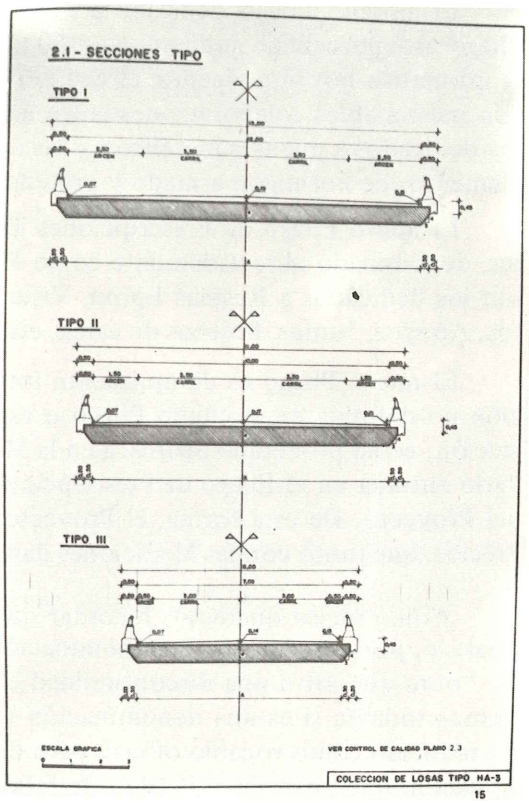
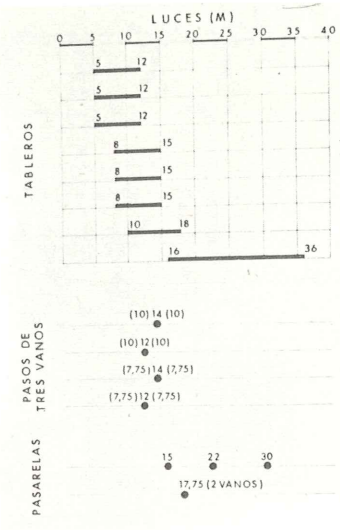


FIG. 2

Las Secciones transversales elegidas, que sirven de base para el desarrollo de las Colecciones, están definidas en las Figs. 1 y 2. Aunque parezca, a primera vista, que son un número demasiado restringido de secciones, no es así, ya que en la mayoría de los elementos normalizados (tableros, estribos, pilas) es posible interpolar fácilmente entre dichas secciones e incluso una sección con barrera rígida, por ejemplo, puede utilizarse para ancho de plataforma inferior al ocupado por dicha barrera rígida con un solo problema evidente: a medida que se amplía el espacio ocupado por dicha acera existe la posibilidad de estar "desperdiciando" estructura resistente, necesaria generalmente en los bordes laterales, afectados por las elevadas cargas puntuales del vehículo pesado. Todo ello permite un juego bastante amplio de posibilidades y cuya aplicación tenemos en estudio en estos momentos, ya que no es posible dar una regla general simple para todos los casos.

Las primeras Colecciones datan del año 1975 y fueron aprobadas por O.M. en Marzo de 1976 y publicadas a continuación en el B.O.E. de Abril de este mismo año. Después de aparecer en el B.O.E., el Servicio de Publicaciones del M.O.P.U. se encarga de realizar una edición que es distribuída a los Servicios y pone también a la venta. La fecha con que aparecen las Colecciones en la portada corresponde al año de terminación del trabajo de redacción de la Colección y no al de su aprobación o edición. El formato, color de portada, etc., fueron normalizados en su día, correspondiéndoles a las colecciones el color verde.



ESTRUCTURA	TIPO	BARRERA	CONTROL
LOSA H.A.	HA 1	SEMIRRIGIDA	1,5 - 1,15 - 1,6
LOSA H.A.	HA 2	SEMIRRIGIDA	1,5 - 1,1 - 1,5
LOSA H.A.	HA 3	RIGIDA	1,5 - 1,15 - 1,6
LOSA H.A.AL.	HA 4	SEMIRRIGIDA	1,5 - 1,15 - 1,6
LOSA H.A.AL.	HA 5	SEMIRRIGIDA	1,5 - 1,1 - 1,5
LOSA H.A.AL.	HA 6	RIGIDA	1,5 - 1,15 - 1,6
LOSA H. PRET.	HP 2	SEMIRRIGIDA RIGIDA	1,5 - 1,15 - 1,6
VIGAS H. PRET.	HP 1	SEMIRRIGIDA RIGIDA	1,5 - 1,15 - 1,5
LOSA H.A.	HA-3V	SEMIRRIGIDA	1,5 - 1,15 - 1,6
LOSA H.A.	HA-3V	SEMIRRIGIDA	1,5 - 1,15 - 1,6
LOSA H.A.	HA-3V	SEMIRRIGIDA	1,5 - 1,15 - 1,6
LOSA H.A.	HA-3V	SEMIRRIGIDA	1,5 - 1,15 - 1,6
VIGAS H. PRET.	PH 1		1,5 - 1,15 - 1,5
VIGAS H. PRET.	PH 1		1,5 - 1,15 - 1,5

FIG. 3

El estado actual de las Colecciones aprobadas, unas ya publicadas y otras en fase de publicación, figura en el Cuadro de la Fig. 3. Como puede observarse, en el caso de tableros, las luces varían de 5 a 36 m con soluciones de losas de hormigón armado macizas o aligeradas, losas de hormigón pretensado y tramos con vigas pretensadas. Existen también diferencias en cuanto se disponga barrera semirrígida o barrera rígida, así como de los niveles de control y, por tanto, coeficientes de seguridad adoptados en el cálculo. Como se decía en otro lugar, para cada tipo de barrera se han tomado tres anchos de plataforma.

En general, la determinación de los cantos de las losas se ha basado en un estudio económico, en este caso sencillo, en que las variables han sido la medición de hormigón y la cuantía de armadura. En el caso de los tramos con vigas pretensadas, la determinación geométrica y cuantía de pretensado ha sido más compleja, habiéndose desarrollado un programa económico que produce el diseño de la viga.

En las losas aligeradas de hormigón armado (véase Fig. 4) se han dispuesto conductos circulares y su cálculo, igual al adoptado para las demás losas, ha sido el denominado "emparrillado".

Varios han sido los problemas planteados en las Colecciones de hormigón pretensado, debido sobre todo a las especiales características que presenta cada sistema. Se han adoptado dos tipos de tendones que coinciden con los que utilizan todos los sistemas y se ha considerado la posibilidad de que la penetración de cuñas adopte cualquier valor dentro de unos ciertos límites. Todo ello y otras variables han hecho bastante complejo el cálculo de los elementos pretensados.

Las secciones adoptadas para los tramos de vigas pretensadas son las generales ya citadas (véase Fig. 5). Según el ancho de plataforma se disponen 4, 5 ó 6 vigas, vigas cuyo canto oscila de 1,30 a 2,30 m y sobre las cuales se dispone una losa de hormigón de 0,20 m de espesor. Es posible en esta Colección, elegir una luz cualquiera ya que las vigas se proyectan con una cierta zona central uniforme en características geométricas y con tendones rectos.

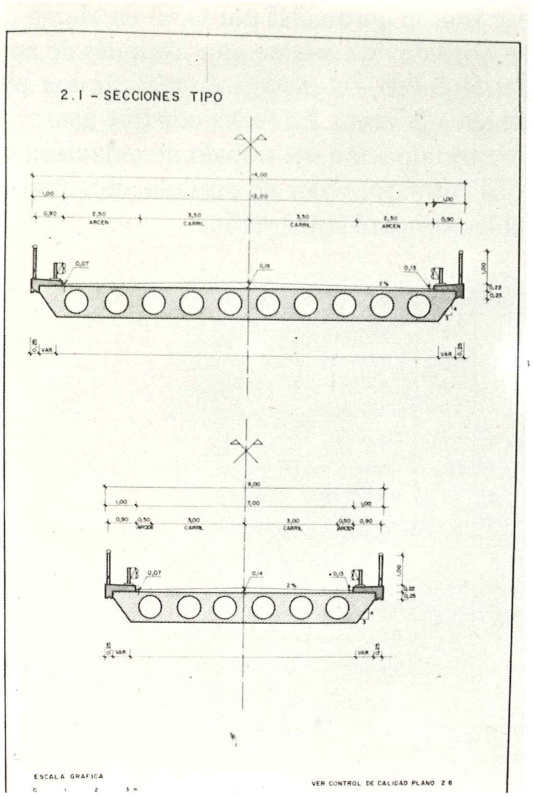


FIG. 4

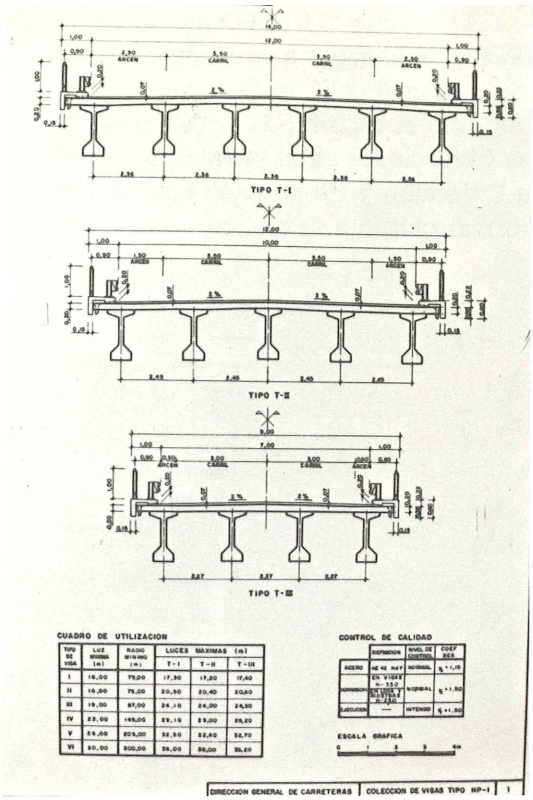


FIG. 5

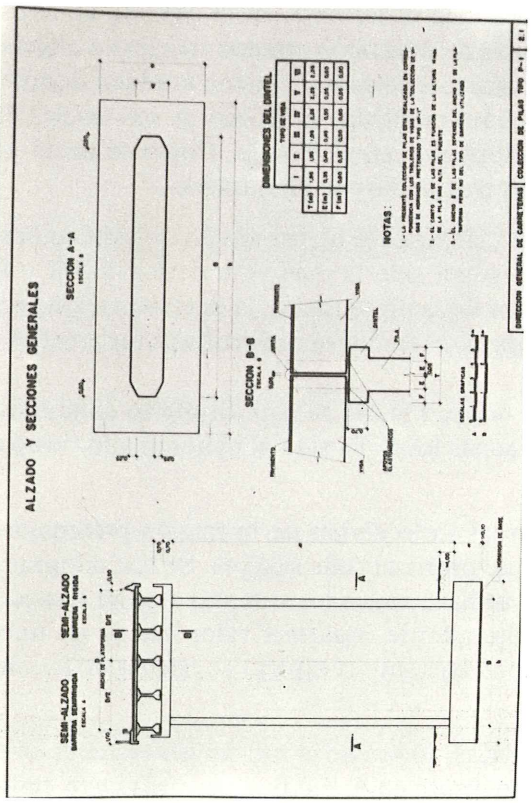


FIG. 6

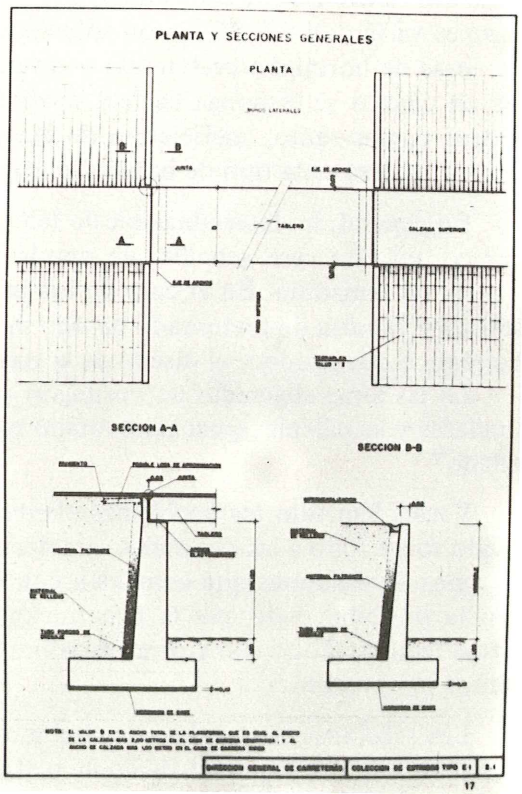


FIG. 7

En correspondencia con los Tableros ya citados se han redactado también dos Colecciones de Estribos y Pilas.

La Colección de Estribos, del año 77, se divide en dos partes, E-1 y E-2, según se utilicen para losas o para los tramos de vigas pretensadas. En la Fig. 6 se describe la planta general y secciones principales de estribos y muro de acompañamiento. Las variables fundamentales adoptadas son las siguientes:

- Gálibo, con tres alturas correspondientes a 4,75, 6,00 y 7,00 m.
- Terreno de cimentación, con tres tipos distintos según que la tensión admisible sea de 3, 5 ó 7 kp/cm^2.

La Colección de Pilas, realizada en este año 78, presenta algunas variantes respecto a otras Colecciones. Aparte del estudio económico, se ha llevado a cabo una encuesta donde se pedía valorar (por estética, funcionalidad y facilidad constructiva) cuatro soluciones ya elaboradas, dejando la posibilidad de presentar una quinta solución; se recibieron 37 respuestas que una vez analizadas han dado lugar a la solución definitiva que aparece en la Fig. 7. En esta Colección también se han adoptado como variables fundamentales además de los anchos correspondientes a la plataforma, las siguientes:

- Altura de pila, con máximo igual a 30 m.
- Terreno de cimentación, con tres tipos distintos según que la tensión admisible sea de 3, 5 ó 7 kp/cm^2.

Por último, dentro de las obras normalizadas, debemos citar la Colección de Pasarelas, tipo PH-1, que se ha terminado también este año 78 y que ha sido aprobada para su publicación. La redacción de esta Colección ha sido precedida de una encuesta, a nivel nacional e internacional, a fin de obtener el mayor número de datos posible sobre las diversas tendencias existentes en la construcción de este tipo de obras. Analizadas las respuestas a la citada encuesta se han extraído algunas conclusiones interesantes al respecto que han servido de base para la redacción de la Colección. Un ejemplo de las cuatro pasarelas de la Colección es la

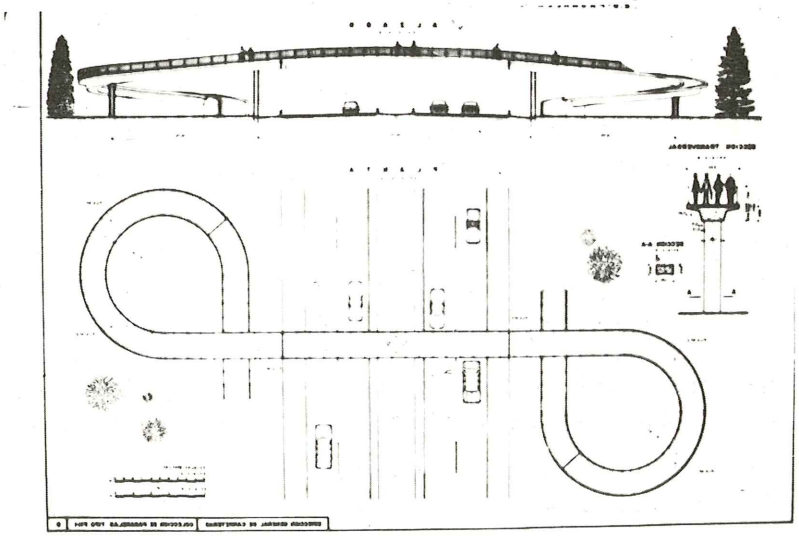


Fig. 8.

definida en la Fig. 8. La variable fundamental ha sido la luz central (elegida según se trate de carretera o autopista), habiéndose adoptado 15, 22 y 30 m y una solución con dos vanos de 17,75 m. Precisamente este vano o vanos se salvan con vigas de hormigón pretensado.

El trabajo de estas Colecciones ha sido desarrollado bien por los servicios de la Dirección, o bien por medio de asistencia técnica, colaboración desarrollada por HERRING, S.A. PROES, S.A. y J.A. TORROJA.

Cálculo en estado límite de inestabilidad de soportes de hormigón armado

Juan J. Arenas de Pablo
Depto. Tecnología de las Estructuras
E.T.S. de Ingenieros de Caminos
Universidad de Santander

1. INTRODUCCION

La exposición que sigue es un resumen del trabajo llevado a cabo por el autor en los dos últimos años, que será publicado en breve bajo forma de Monografía por la Agrupación de Fabricantes de Cemento de España, la cual ha apoyado su realización.

Obra concebida con el doble objetivo de clarificar conceptualmente los fenómenos de inestabilidad de las piezas comprimidas de hormigón armado, por un lado, y de suministrar resultados prácticos para el trabajo diario del proyectista, por otro, incluye una colección de ábacos de dimensionamiento directo en forma de diagramas de interacción adimensionales, (axil específico-momento específico de primer orden) para cuantías mecánicas que varían desde 0 hasta 1,0; para esbelteces geométricas creciendo desde 10 hasta 50; para tres diagramas tipo de momentos de primer orden, y para tres valores de la relación de la carga de larga duración a la carga total, recogiendo de este modo los efectos de la fluencia del hormigón.

El resultado es un conjunto de 81 ábacos a los que el proyectista puede acudir directamente para obtener la armadura necesaria en un soporte de sección rectangular, efectos de segundo orden incluidos.

Aunque toda una serie de concreciones (sección rectangular, constante y con armadura simétrica, entre otras) han sido necesarias para poder establecer ábacos de dimensionamiento directo, las ideas básicas relativas a la Superficie Mecánica de una sección determinada y a los estados de estabilidad, inestabilidad y agotamiento de una pieza comprimida son totalmente generales y válidas, por consiguiente, para el estudio de soportes y pilas de sección arbitraria y variable, pudiéndose incluir diferentes tipos de vinculaciones en sus arranques.

Es ésta precisamente una de las líneas de investigación que está siguiendo actualmente el Departamento de Tecnología de las Estructuras de la Universidad de Santander.

2. LA SUPERFICIE MECANICA DE UNA SECCION DE HORMIGON ARMADO

El problema clásico de la inestabilidad de las piezas elásticas comprimidas, se complica considerablemente cuando el material constitutivo es el hormigón armado. Frente al concepto de rigidez E.I de las primeras, inmutable cualquiera que sea el estado de carga, el soporte

de hormigón ofrece una respuesta en total dependencia de los esfuerzos que solicitan cada sección en cada momento. Al crecer las cargas, su rigidez disminuye continuamente por la acción combinada de la fisuración parcial, la curvatura del diagrama $(\sigma - \epsilon)_c$ parabólico - rectangular del hormigón, y el fenómeno de la plastificación del acero que se refleja en un diagrama $(\sigma-\epsilon)_s$ bilineal o similar.

Más aún: El aumento de las deformaciones instantáneas del hormigón al mantenerse en el tiempo la carga aplicada, el conocido fenómeno de la fluencia, supone otro factor de alejamiento del modelo elástico que la teoría clásica contempla.

De los hechos anteriores se desprende una conclusión inmediata: El análisis en teoría de segundo orden de los soportes comprimidos de hormigón armado sólo puede ser abordado de modo racional a través de la relación que para una sección dada puede establecerse entre la acción normal (axil y flector que la solicitan) y la curvatura que en ella se produce.

Todos los posibles estados de equilibrio de una sección determinada de hormigón armado están englobados en una función del tipo:

$$F\ (\text{Axil, Flector, Curvatura}) = 0,$$

que representada en los tres ejes correspondientes da lugar a una superficie finita. Es la llamada Superficie Mecánica, de la que en la figura 1 puede verse un ejemplo correspondiente a una sección real. La interpretación que de la misma cabe hacer es clara: Todo punto de la Superficie, interior al límite (R_0, R_1, ..., R_{15}) representa un posible estado de equilibrio de la sección, al que corresponden los valores del axil, del flector y de la curvatura allí indicados.

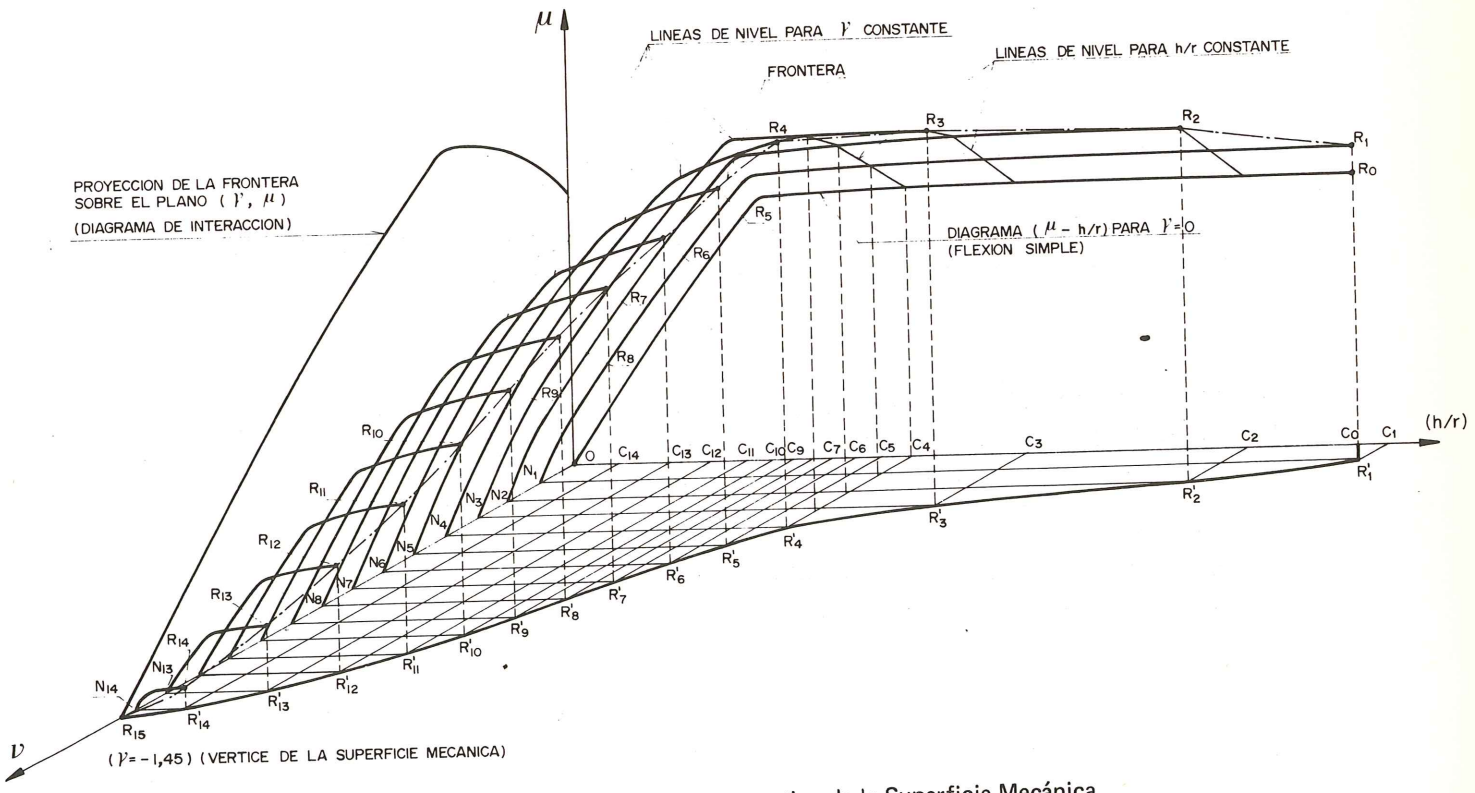


Fig. 1.— Dibujo en perspectiva de la Superficie Mecánica de una sección dada.

Los estados de solicitación representados por puntos exteriores al límite de la Superficie, no son posibles. La sección se agotaría antes de alcanzarlos. La línea de separación entre los estados posibles (interiores al límite) y los no posibles es, por propia definición, el lugar geométrico de los puntos (Axil-Flector-Curvatura) en los que se alcanza el agotamiento de la sección. Es la frontera de la Superficie, curva alabeada cuya proyección sobre el plano (Axil-Flector) es precisamente el diagrama de interacción (N_u, M_u) de la sección.

El mayor interés de la Superficie Mecánica, de cara al problema de la inestabilidad de soportes comprimidos, reside en las curvas de nivel correspondientes a esfuerzo axil constante. Para $N = N_0$ podemos escribir:

$$M = f\,(\text{Curvatura}),$$

es decir, para cada valor del axil la Superficie Mecánica suministra un diagrama momento flector-curvatura al que responde la sección de hormigón armado.

Pero el diagrama anterior puede transformarse, pasando de flector a excentricidad:

$$e = \frac{M}{N_o} = \frac{f\,(\text{Curvatura})}{N_o} = g\,(\text{Curvatura}),$$

donde e es la excentricidad "interna" de la resultante de compresión que suministra la sección, al ser comprimida por un axil N_o con una curvatura determinada.

En la figura 2 puede verse el conjunto de diagramas Momento-Curvatura, para Axiles crecientes, en valores adimensionales o específicos:

Axil específico: $$\nu = \frac{N}{f_c \,.\, b \,.\, h}$$

Momento específico: $$\mu = \frac{N \,.\, e}{f_c \,.\, b \,.\, h^2}$$

Excentricidad relativa: $$\frac{e}{h} = \frac{\mu}{\nu}$$

Curvatura específica: $$\frac{h}{r}$$

Las curvas de la figura 2 se refieren a la sección rectangular allí indicada: Armadura simétrica en dos capas espaciadas 0,8 h, con cuantía mecánica total:

$$\omega = \frac{A \,.\, f_y}{f_c \,.\, b \,.\, h} = 0{,}60$$

Salta a la vista la influencia que el parámetro ω ejerce sobre la Superficie Mecánica. Cuantías mayores suponen, para una curvatura cualquiera, valores superiores de e/h. O sea, los diagramas de la figura 2 se estiran en sentido vertical al crecer ω.

Las curvas de la figura 2 corresponden al caso de carga de corta duración, o sea sin deformación alguna de fluencia en el hormigón. Llamando β a la fracción de la carga total que permanece aplicada sobre la pieza de modo continuado, la Superficie Mecánica de la figura 2 correspondería a $\beta = 0$.

Valores superiores de β, $(0 < \beta \leqslant 1)$, conducen a que para unos mismos axil específico y curvatura, la excentricidad relativa, respuesta de la sección, e/h, sea inferior. Mayor fracción de carga aplicada de modo permanente, se traduce en un aplastamiento de las líneas de nivel de la Superficie Mecánica.

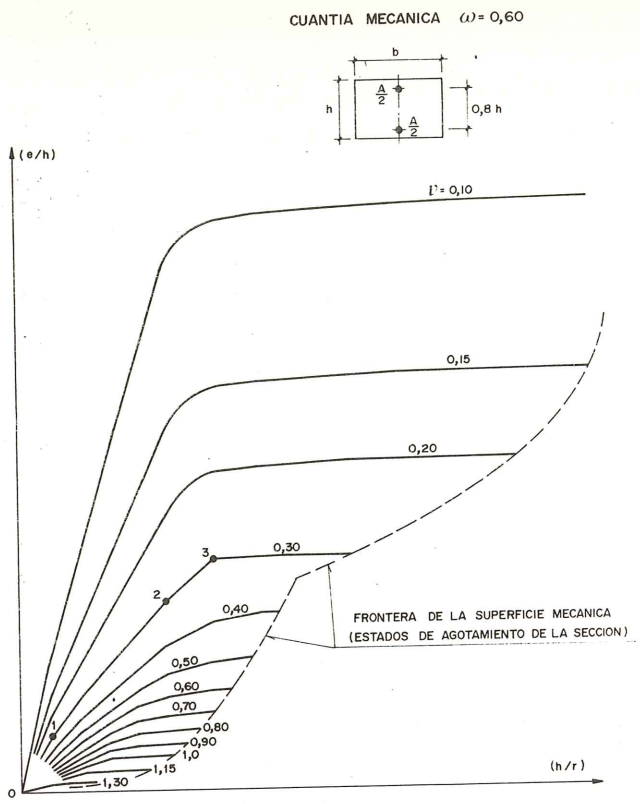


Fig. 2.– Líneas de nivel (ν= cte.) de la Superficie mecánica.

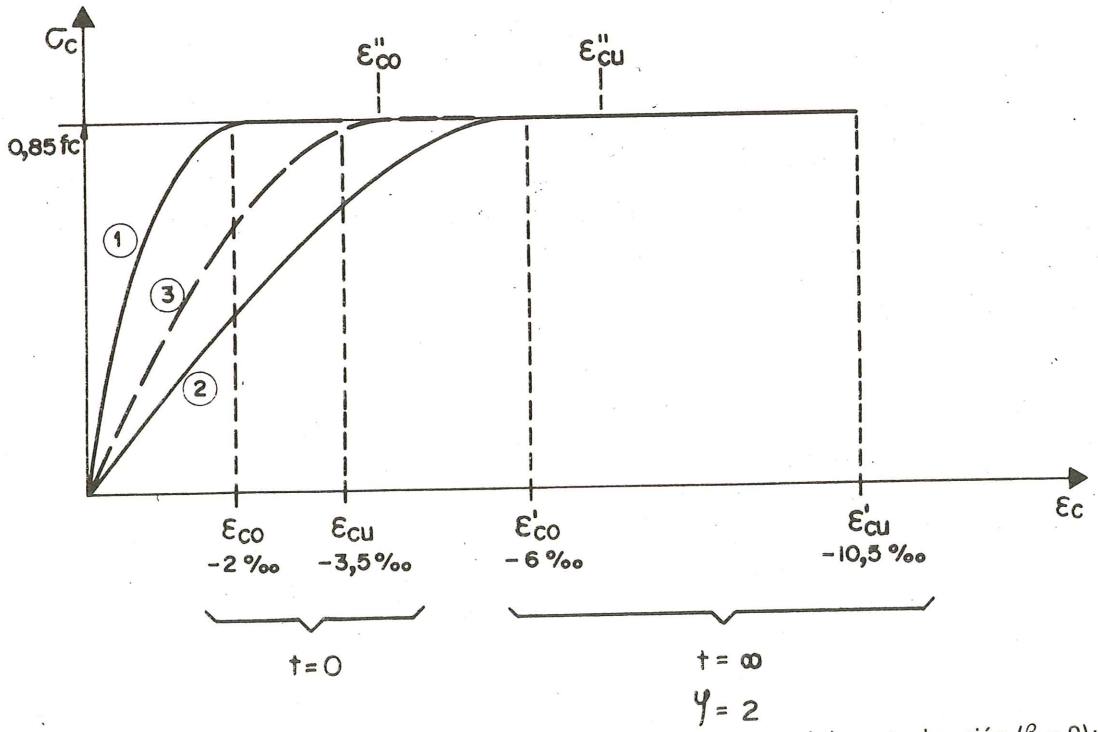


Fig. 3.–Diagramas (σ-ϵ) en el hormigón, en los casos extremos de carga total de corta duración ($\beta = 0$);idem de larga duración ($\beta = 1$) y en el caso genérico intermedio de que sólo la fracción β ($\beta \leqslant 1$) de la carga total esté aplicada de modo permanente.

Aceptando interpolación lineal entre casos extremos, se llega a:

$$\epsilon''_{co} = -2 \text{ por mil } (1 + \beta\varphi)$$

$$\epsilon''_{cu} = -3{,}5 \text{ por mil } (1 + \beta\varphi)$$

Los razonamientos anteriores son intuitivos. Se llega a los mismos resultados cuantificando el efecto de la fluencia a través de los diagramas (σ-ϵ) del hormigón (figura 3).

De acuerdo con este planteamiento y adoptando para el acero un determinado diagrama $(\sigma\text{-}\epsilon)_s$, un estado cualquiera de equilibrio de la sección se muestra en la figura 4.

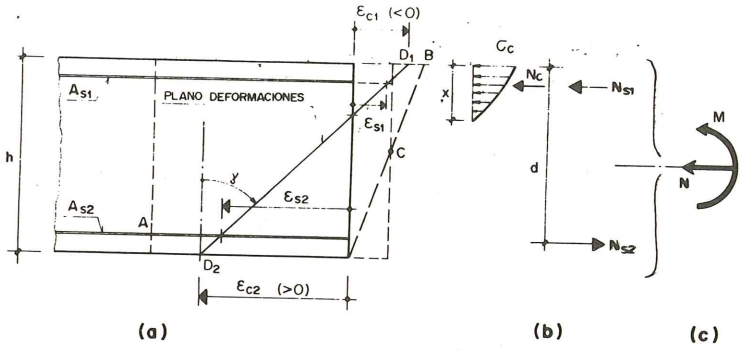


Fig. 4.—Estado genérico de equilibrio de una sección cualquiera de hormigón armado. Curvatura correspondiente y esfuerzos-respuesta (N, M) de la misma.

Un plano de deformaciones tal como $\overline{D_1\ D_2}$ (interior a los dominios que definen los estados límites últimos), engendra una respuesta en el hormigón, N_c, integral de $\sigma_c = f(\epsilon_c)$, donde la función f es la definida en la figura 3 para el valor de β correspondiente. Las fuerzas de las dos (o más) capas de acero N_{s1}, N_{s2}, son inmediatas, y la composición vectorial de N_c, N_{s1} y N_{s2} nos conduce a la respuesta global (N, M) de la sección.

Falta sólo observar que, por definición, la curvatura es:

$$\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_{c1} - \epsilon_{c2}}{h} = \text{tg}\,\gamma$$

o sea, la curvatura específica h/r es proporcional a la pendiente del plano de deformaciones.

Es esta la base que nos ha permitido poner a punto el algoritmo de obtención de la Superficie Mecánica, proceso que se explica en detalle en la Monografía citada.

3. ESTABILIDAD, INESTABILIDAD Y AGOTAMIENTO DE UNA PIEZA COMPRIMIDA DE HORMIGON ARMADO

En un soporte cargado como se indica en la figura 5, a la flexión de primer orden que experimenta una sección genérica (x), de valor $M_1\ (x) = N \cdot e\ (x)$, se superpone el momento de segundo orden, $M_2\ (x) = N \cdot f(x)$, debido a las flechas que por efecto de la flexión total, $M(x) = M_1\ (x) + M_2\ (x)$, se producen en la pieza.

El problema teórico de obtener la deformada de un soporte de hormigón armado comprimido excéntricamente sólo puede abordarse a través del concepto de Superficie Mecánica antes definida.

En efecto, si imaginamos un axil fijo N_0, o específico ν_o, y un soporte de sección constante, sabemos que la respuesta de cada una de sus secciones se rige a través de la curva de nivel correspondiente. O sea, tenemos una correspondencia biunívoca entre momento flector resistido y curvatura resultante.

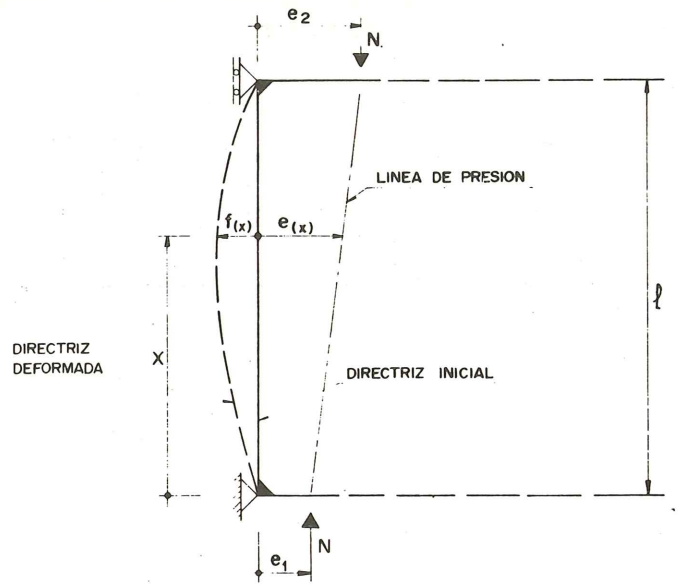


Fig. 5.—Soporte comprimido excéntricamente. Línea de presión y deformada.

Entonces, el método clásico de Stodolla-Viannello de iteraciones sucesivas es plenamente aplicable aquí: Partiendo de una ley inicial de flectores $M^I(x)$ iguales a los de primer orden ($M^I(x) = M_1(x)$), conocemos la distribución de curvaturas $c^I(x)$. La doble integración de éstas, nos lleva a las flechas $f^I(x)$ debidas a $M^I(x)$. Y así hemos cerrado el ciclo.Porque, a causa de $f^I(x)$, la distribución de momentos no es ya $M^I(x)$, sino:

$$M^{II}(x) = M^I(x) + N_o \cdot f^I(x)$$

Los momentos M^{II} nos llevan, siempre en el mismo diagrama Momento-Curvatura, a las curvaturas $c^{II}(x)$, y la doble integración de éstas a las flechas $f^{II}(x)$.

El proceso se repite hasta lograr la convergencia de las flechas. Si ésta se alcanza podremos afirmar que la pieza es estable, y al mismo tiempo conoceremos su deformada real y los momentos totales (suma del de primer y segundo orden) que soporta.

Pero puede ocurrir que las sucesivas iteraciones no resulten convergentes, y que cada nueva ley de flechas engendre unos momentos totales que a través de la doble integración de las curvaturas correspondientes nos conduzcan a otra ley de flechas progresivamente crecientes. Tal divergencia matemática no hace otra cosa que indicarnos el fenómeno físico de la inestabilidad. Como en un ensayo de laboratorio fotografiado en etapas sucesivas, asistimos al drama de la sección que, a pesar de incurvarse más y más, se ve impotente para dar un momento respuesta que equilibre el producido por la carga exterior, momento exterior constantemente alimentado a través de aquella incurvación con que la sección pretende hacerle frente.

Naturalmente, el desenlace no es otro que la rotura de la sección más solicitada, al alcanzarse bajo curvaturas crecientes la frontera de la Superficie Mecánica.

Los dos procesos descritos se muestran gráficamente en la figura 6. En (6.a) se aprecia la convergencia y el valor final de la flecha estabilizada. En (6.b) el punto de inflexión marca el comienzo de la inestabilidad que conduce a la rotura.

Este planteamiento iterativo ha sido utilizado por el autor en diversas ocasiones, y es seguramente el único válido en piezas de forma y armadura variable, o con vínculos arbitrarios de arranques. Tiene el serio inconveniente de que la carga crítica de agotamiento del soporte de la figura 5 sólo puede obtenerse como límite de dos series de valores, axiles estables crecientes y axiles inestables decrecientes, a través de un proceso numérico muy largo.

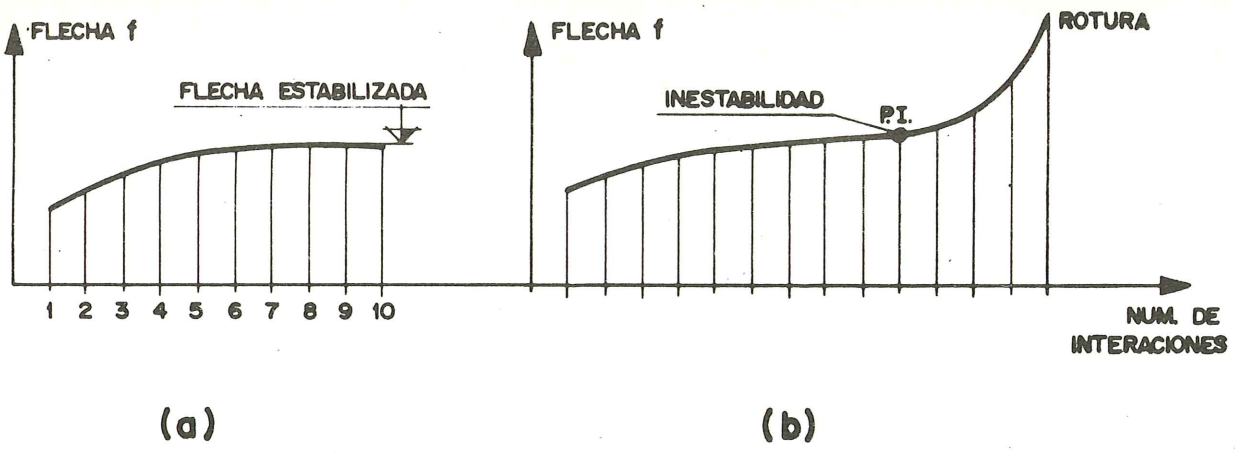


Fig. 6.

Pero el haber trabajado con este método general, me ha permitido comprobar, a través de las leyes de flechas correspondientes a la última iteración antes de inestabilidad, que la simplificación de suponer a priori una deformada senoidal en las piezas de sección constante, es perfectamente aceptable como base práctica de trabajo. En efecto, las diferencias máximas, que he detectado entre deformada real y ley senoidal de igual vientre, rara vez pasaban del 5 por 100 de la flecha máxima, siendo el 7 por 100 el mayor valor encontrado.

Como veremos en el punto 4, aceptar deformada senoidal a lo largo de todo el proceso de carga, equivale a establecer una relación directa y explícita entre la flecha y la curvatura de

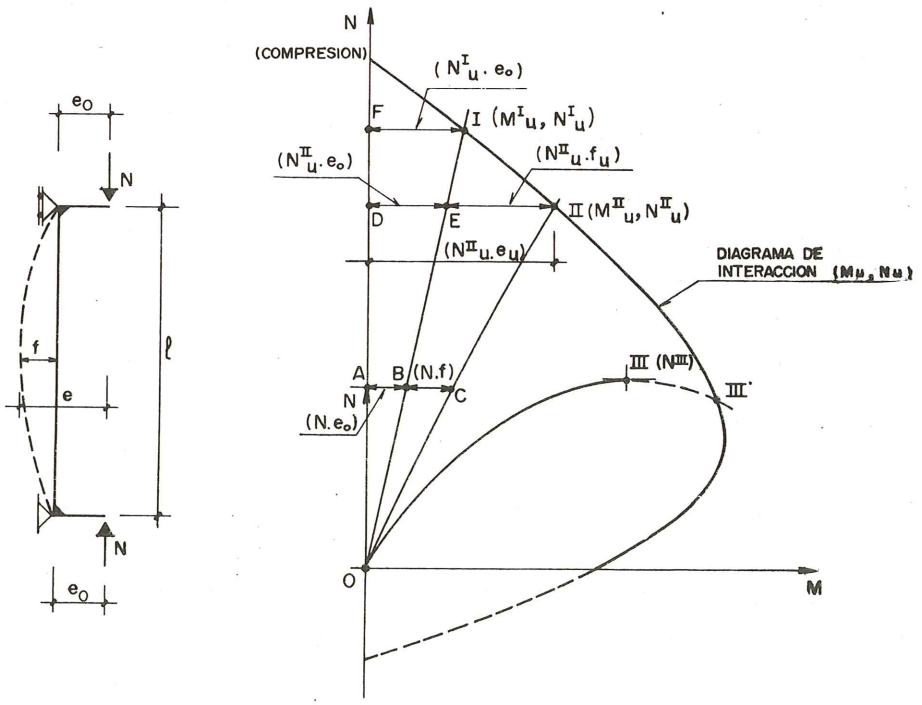


Fig. 7.—Acción de corta duración.
Punto I: Agotamiento de la sección sin efectos de segundo orden.
Punto II: Agotamiento de la sección con efectos de segundo orden.
Punto III: Inestabilidad de la pieza.
Punto III': Rotura de la sección en ensayo bajo longitud constante de la pieza.

la sección más solicitada en cada momento. Ello nos libera del proceso iterativo (momentos - curvaturas-flechas-momentos), y nos conduce directamente a la situación final,aliviando enormemente el cálculo numérico.

Pero pienso que este punto 3 quedaría incompleto sin la inclusión de las figuras 7 y 8, que permiten contemplar de otro modo los fenómenos físicos antes descritos.

En la figura 7 tenemos representado el diagrama de interacción (N_u, M_u) de una sección dada. Un proceso de carga creciente que no engendrara flechas (pieza de longitud nula) vendría representado por la recta $\overline{OI}$, alcanzándose en I el agotamiento de la sección.La pendiente de tal recta respecto al eje de ordenadas es la excentricidad inicial de la carga, e_O.

Por contra, en una pieza de longitud finita aparecen flechas adicionales que crecen con la carga aplicada, y el diagrama correspondiente podría ser la curva $\widehat{OII}$, separada de la recta $\overline{OI}$ por la distancia N.f, o sea, por el momento de segundo orden. El agotamiento de la pieza se produce en II, por rotura de la sección más solicitada. No estamos ante un caso de inestabilidad sino de agotamiento de una sección al que han contribuido las flechas adicionales. La reducción de valor de $N^{II}{}_u$ respecto a $N^{I}{}_u$ visualiza el efecto desfavorable de los efectos de segundo orden en la capacidad portante de la pieza.

Pero con una esbeltez mayor, la trayectoria que representa el proceso de carga se incurva más y más al aumentar las flechas producidas y puede alcanzar una tangente horizontal en III. Aquí sí tenemos la situación de inestabilidad. El axil N^{III} es un máximo de capacidad portante para la pieza. La rama $\widehat{III.III'}$ es el camino hasta la rotura, con carga decreciente si el ensayo se realiza en laboratorio bajo control de longitud de la pieza.

De las tres trayectorias descritas sólo la última corresponde a un estado límite último de inestabilidad, mientras la segunda es un estado límite último de agotamiento de la sección más solicitada bajo el momento total suma del de primer y segundo orden.

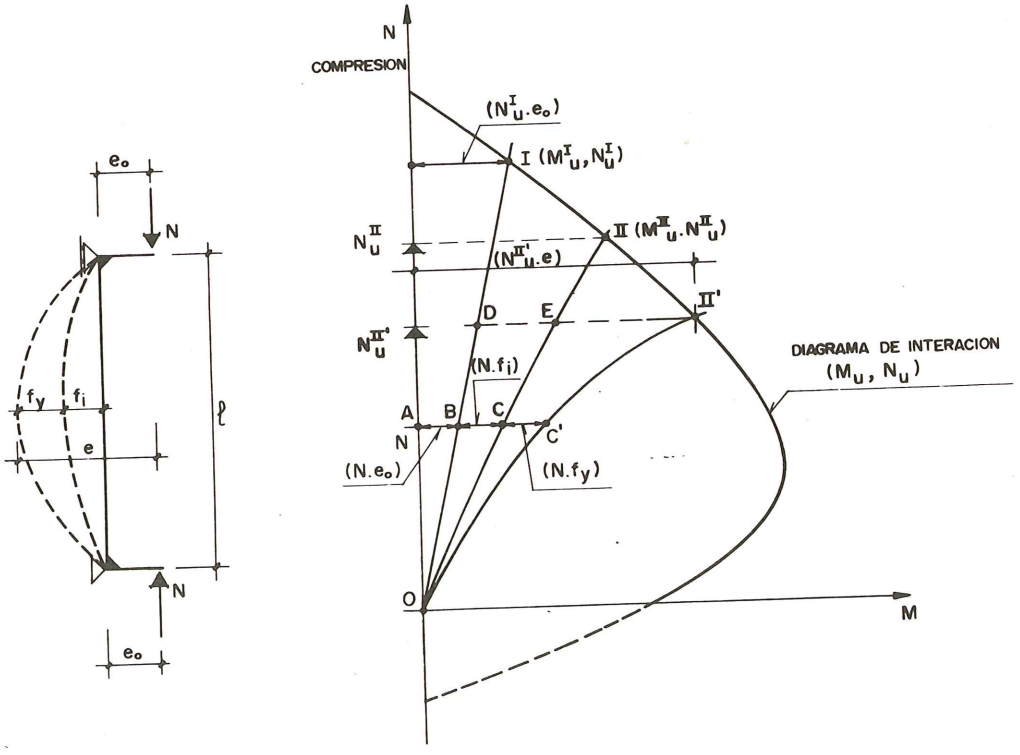


Fig. 8.—Acción de larga duración.

En la práctica hemos podido observar que sólo con esbelteces bajas y axiles específicos pequeños estamos en el caso $\widehat{OII}$. Cuando tenemos esbelteces moderadas y axiles mayores, la ruina de la pieza sobreviene por inestabilidad, en un punto tal como el III de la figura 7, cuando ninguna sección de la pieza está todavía en condiciones de rotura.

En la figura 8 visualizamos los efectos de la fluencia del hormigón, que bajo carga sostenida da lugar a las flechas adicionales f_y. La curva $\widehat{OII}$ del proceso de carga de corta duración, pasa a convertirse en $\widehat{OII'}$, con $N^{II'}{}_u < N^{II}{}_u$, aunque conviene aclarar que ahora $\widehat{OII'}$ no representa proceso de carga sino el lugar geométrico de los puntos representativos del estado de solicitación de la sección a tiempo infinito.

Puede también ocurrir que un proceso tal como $\widehat{OII}$ en corta duración, en el que la pieza falla por rotura de su sección más solicitada, se transforme, en larga duración, en un agotamiento por inestabilidad.

Situaciones intermedias, en las que sólo la fracción β ($\beta \leqslant 1$) de la carga total actúa de modo permanente, vendrían representadas, en el plano (N-M) de las figuras 7 y 8, por curvas situadas entre $\widehat{OII}$ y $\widehat{OII'}$. La cuantificación de los efectos de la fluencia se ha hecho utilizando los diagramas $(\sigma\text{-}\epsilon)_c$ indicados en la figura 3.

4. LA HIPOTESIS DE LA DEFORMADA SENOIDAL

Aceptar que la deformada de un soporte comprimido excéntricamente es un arco de senoide simplifica enormemente el estudio de la estabilidad de una pieza comprimida. En el caso de carga de iguales excentricidades en ambos arranques ($e_1 = e_2$) un primer planteamiento es asimilar la ley de flechas a una curva senoidal.

Si y_O es la flecha máxima y l la luz del soporte biarticulado, decimos que:

$$y\,(x) = y_o \,.\, \text{sen}\, \frac{\pi\, x}{l} \qquad \text{(ref. figura 5)}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_x \simeq y''\,(x) = \frac{\pi^2}{l^2} \,.\, y_O \,.\, \text{sen}\, \frac{\pi x}{l}$$

De modo que en la sección más solicitada (centro de luz en este caso) se tiene:

$$\text{Excentricidad adicional} \;=\; y_O$$

$$\text{Curvatura} \;=\; \frac{\pi^2}{l^2} \,.\, y_O$$

O sea, se cumple la relación:

$$y_O = \frac{l^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{r_O}$$

ley lineal que relaciona la curvatura y la flecha en la sección central del soporte.

Si recordamos las líneas de nivel de la Superficie Mecánica para axil constante, podemos plantear muy fácilmente las condiciones de estabilidad de un soporte comprimido (figura 9).

Bajo un axil N_i la excentricidad e, respuesta de la sección al variar la curvatura, viene representada por la curva de nivel correspondiente.

La hipótesis de la deformada senoidal nos dice que entre curvatura y excentricidad total de la carga aplicada existe la ley lineal:

$$e = e_o + \frac{l^2}{\pi^2} \cdot \left(\frac{1}{r}\right)$$

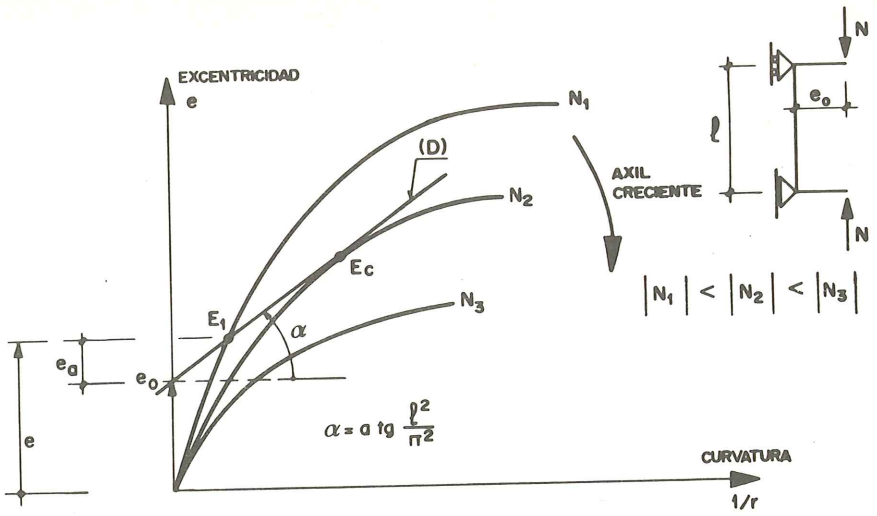


Fig. 9.—Condiciones de estabilidad de un soporte comprimido bajo axiles crecientes con excentricidad e_o de primer orden no constante.

Es la directriz recta (D) dibujada en la figura 9, de ordenada en el origen e_o y pendiente igual a l^2/π^2.

Como un axil tal como N_1 el punto representativo del estado de la sección central del soporte no es otro que E_1. En efecto, para una misma curvatura, allí se igualan las excentricidades interna (respuesta de la sección) y externa (correspondiente a la carga aplicada). Se trata de un estado de equilibrio estable puesto que un pequeño aumento de la curvatura hace crecer a la excentricidad interna (representada por la línea de nivel) por encima de la externa,de modo que ante cualquier perturbación exterior el soporte tiende a volver al punto de equilibrio. La excentricidad e_a es precisamente la flecha adicional, la suma $e = e_o + e_a$ es la excentricidad total de la sección más solicitada, sometida a un momento total: $M = M_1 + M_2 = N_1 . (e_o + e_a) = N . e$.

En un proceso de carga con axil creciente los puntos E se desplazan hacia la derecha, y las pendientes de las sucesivas curvas de nivel van aproximándose a la de la directriz (D),alcanzándose para una cierta carga N_2 una situación de tangencia en E_c. Hemos llegado al punto de inestabilidad, porque una pequeña perturbación externa que incremente ligeramente la curvatura de la pieza, produce una respuesta de la sección más solicitada inferior a la excentricidad de la carga exterior, que crece de acuerdo con la recta (D). Se entra ya en un proceso dinámico que conduce en instantes a la rotura del soporte.

Finalmente, una carga superior a la crítica, tal como N_3, actuando con excentricidad de primer orden e_o, no tiene posibilidad de ser resistida por la pieza al no haber puntos comunes a la línea de nivel y la directriz (D).

La figura 9 ilustra el esquema de obtención de los momentos de primer orden ($N . e_O$) que asociados al axil N conducen al estado límite de inestabilidad. Basta, una vez conocida la Superficie Mecánica de una determinada sección, recorrer la curva de nivel correspondiente al axil N hasta encontrar el punto en el que su pendiente iguala el valor l^2/π^2, donde l es la longitud del soporte.

El momento de primer orden no es otro que:

$$M_1 = N\left(e - \frac{l^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{r}\right)$$

siendo (e, 1/r) las coordenadas del punto citado de la línea de nivel.

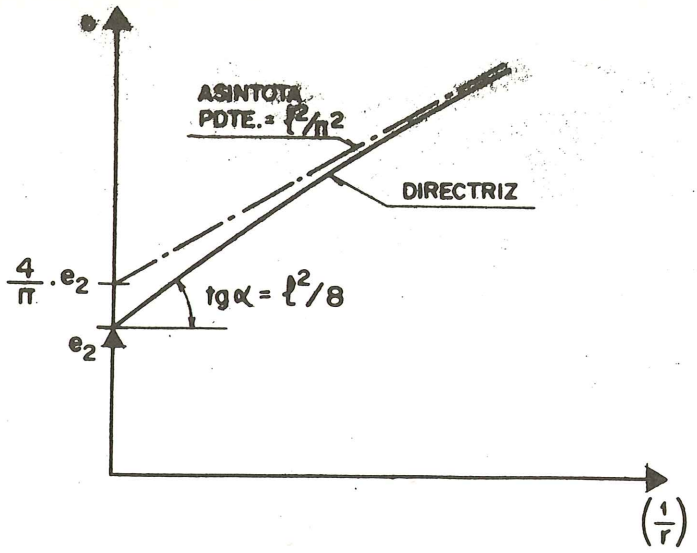


Fig. 10.—Directriz curva de ROBINSON.

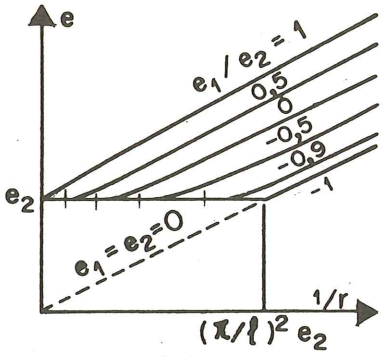


Fig. 11.—Directrices correspondientes a diferentes valores de la relación e_1/e_2.

Pero la idea de asimilar la ley de flechas al arco de senoide, debida a FAESSEL (ref. [1]), ha sido perfeccionada por ROBINSON y otros (ref. [3]) en el sentido de suponer que no es la ley de flechas sino la de excentricidades totales de la directriz deformada, referidas a la línea de presión de la carga exterior, la que debe ser asimilada a un arco de senoide. El planteamiento de FAESSEL equivale a admitir que la longitud de la semionda coincide con la del soporte biarticulado y que los extremos de éste son puntos de inflexión, con curvatura y momento nulos, hipótesis que se contradice con el hecho de que en ellos existan un momento de primer orden de valor ($N \cdot e_o$).

Además de un mayor rigor conceptual, este nuevo esquema conduce a generalizar el estudio de la inestabilidad de un soporte al caso de excentricidades diferentes en sus arranques. Sin detallar el desarrollo matemático (por lo demás muy simple) que puede verse en [3] o en [5], y limitándonos al caso de excentricidades iguales en ambos arranques, la directriz de ROBINSON toma la expresión:

$$\frac{1}{r} = \frac{4e}{l^2}\left(\text{arco cos } \frac{e_o}{e}\right)^2$$

que vemos representada en la figura 10. Es una curva de ordenada en el origen, e_o, y pendiente $l^2/8$, que tiende a una asíntota de pendiente l^2/π^2. Es fácil ver que esta directriz curva conduce a cargas críticas de inestabilidad algo inferiores a las obtenidas con la recta de FAESSEL.

El proceso de obtención de los momentos de primer orden que asociados a un axil N producen el estado límite de inestabilidad de un soporte es totalmente análogo al que he expuesto con la directriz recta, si bien plantea una mayor complejidad numérica.

En el caso de distintas excentricidades en arranques ($e_1 \neq e_2$), la figura 11, tomada directamente de [3], indica el aire de las directrices correspondientes.

El trabajo ref. [5] incluye los tres esquemas de carga:

$$\begin{aligned} &\text{I:} \quad e_1/e_2 = 1 \\ &\text{II:} \quad e_1/e_2 = 0 \\ &\text{III:} \quad e_1/e_2 = -1 \end{aligned}$$

Pero de ellos y del resto de parámetros considerados hablamos en el punto siguiente.

5. ABACOS DE DIMENSIONAMIENTO DIRECTO

Han sido obtenidos, como ya se dijo, para un soporte de sección rectangular y constante, con dos capas de armadura simétricas, espaciadas 0,8 h. Se ha utilizado el diagrama $(\sigma - \epsilon)_s$ correspondiente a acero de dureza natural, y como límite elástico de cálculo se ha tomado:

$$f_{yd} = \frac{4.200}{1,1} \text{ kp/cm}^2$$

Los grupos I, II y III, de 27 ábacos cada uno, se refieren a los esquemas de carga o diagramas de momentos de primer orden que pueden verse en la figura 12.

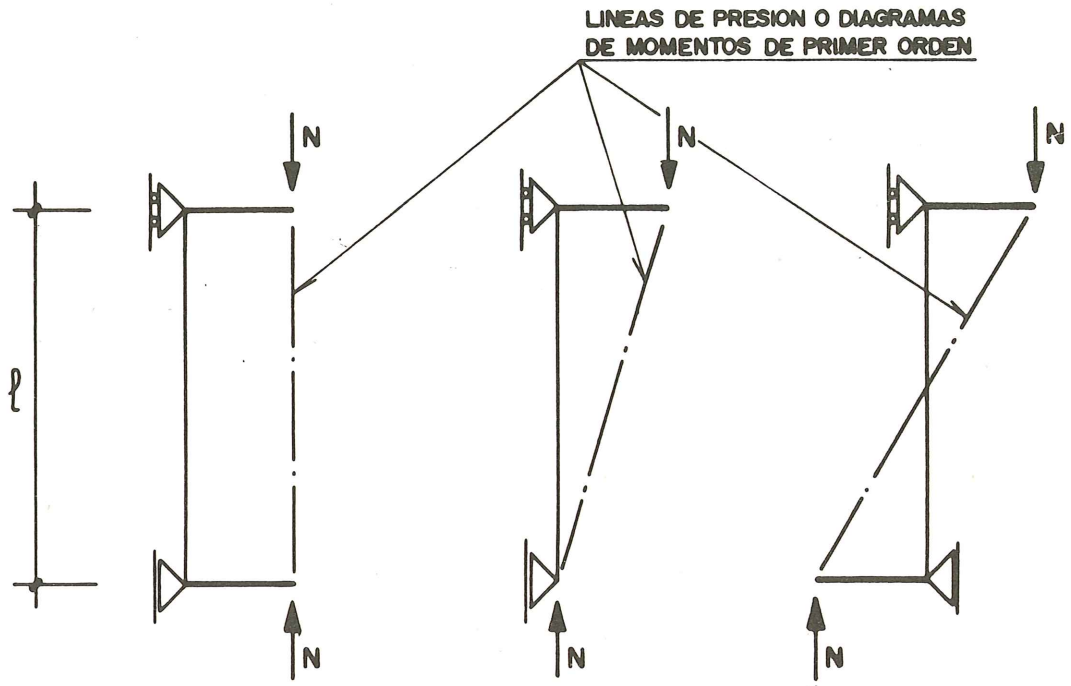


Fig. 12.–Grupo: (I) (II) (III)
(e_1/e_2) = 1 0 –1

Los subgrupos 1, 2 y 3 hacen referencia a la fracción de la carga total que actúa de modo permanente. Así se tiene:

Subgrupo	$\beta = \frac{C_{LD}}{C_T}$
1	0
2	0,5
3	1,0

Finalmente, la serie de esbelteces dentro de cada Grupo y Subgrupo se numera de 1 a 9 (1 para $\lambda = 10$ y 9 para $\lambda = 50$).

Se exponen, a título de ejemplo, los cinco ábacos que reseñamos a continuación:

Abaco ref.	e_1/e_2	$\beta = \frac{C_{LD}}{C_T}$	λ
I.1.3	1	0	20
I.1.7	1	0	40
I.3.7	1	1	40
II.3.7	0	1	40
III.3.7	−1	1	40

La sucesión ha sido elegida para resaltar aspectos cualitativos de la influencia de los diversos parámetros.

Así, entre (I.1.3) y (I.1.7) el único cambio es el aumento de esbeltez que pasa de 20 a 40. La reducción de los diagramas de interacción para cada cuantía es notoria.

(I.1.7) y (I.3.7) corresponden a igual esbeltez, pero en el primero toda la carga es de corta duración mientras en el segundo toda es de larga duración. La reducción de los diagramas visualiza el efecto de la fluencia en un caso determinado.

Por contra, son los diferentes esquemas estáticos los que separan (I.3.7), (II.3.7) y (III. 3.7). A igualdad del resto de parámetros son los diagramas de momentos de primer orden los que cambian. Y como es lógico esperar, a medida que disminuye el valor algebráico de (e_1/e_2), aquéllos se agrandan.

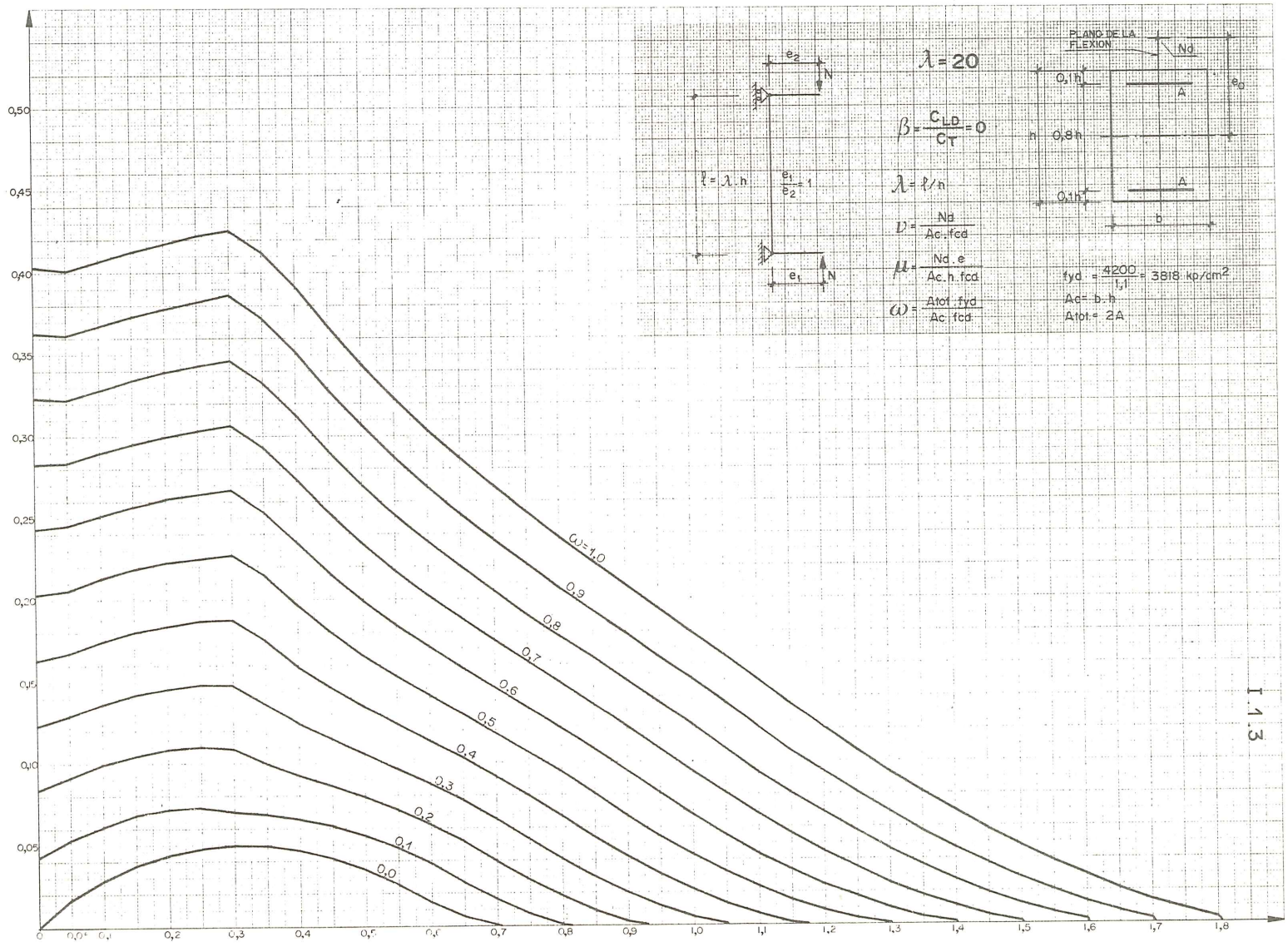
Se muestran finalmente unos gráficos que tratan de visualizar, de modo más claro la influencia de cada parámetro.

Así, en la figura 13 se representa el conjunto de diagramas $(\nu\text{-}\mu_1)$ para esbelteces crecien - do desde 0 hasta 50, en el caso particular de $e_1/e_2 = 1$, $\beta = 0$ y cuantía mecánica $\omega = 0{,}6$. La convergencia de todos ellos sobre el eje de las μ corresponde al hecho elemental de que para $\nu = 0$ no existen efectos de segundo orden.

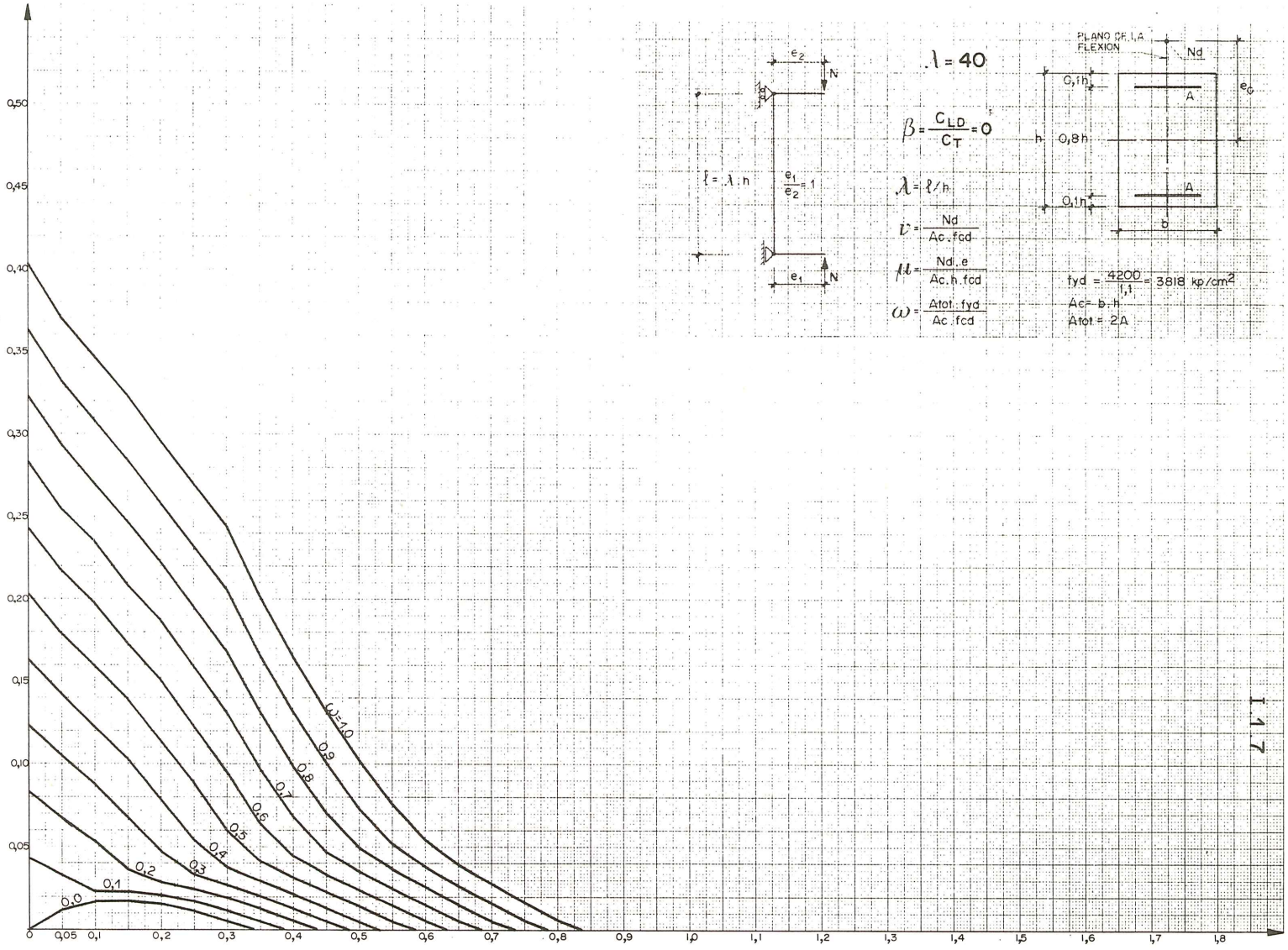
Puede verse también cómo ya para $\lambda = 10$ aparece una reducción apreciable de la capacidad portante por efectos de segundo orden, contra lo que muchas Instrucciones consideran.

En la figura 14 el factor de variación es el coeficiente β. Con esbeltez $\lambda = 30$ y esquema $e_1/e_2 = 1$, se representan los diagramas correspondientes a $\beta = 0$, 0,5 y 1, para cuantías $\omega =$ $= 1{,}0$, 0,6 y 0,1. Se aprecia bien cómo la reducción de momentos de primer orden al crecer β es proporcionalmente menor cuanto mayor es la cuantía de armadura. Lo mismo ocurre con los axiles últimos teóricamente centrados (puntos en el eje ν). De modo que, como era de esperar, la reducción relativa de capacidad portante por efecto de la fluencia del hormigón es tanto menor cuanto más armado se halle el soporte.

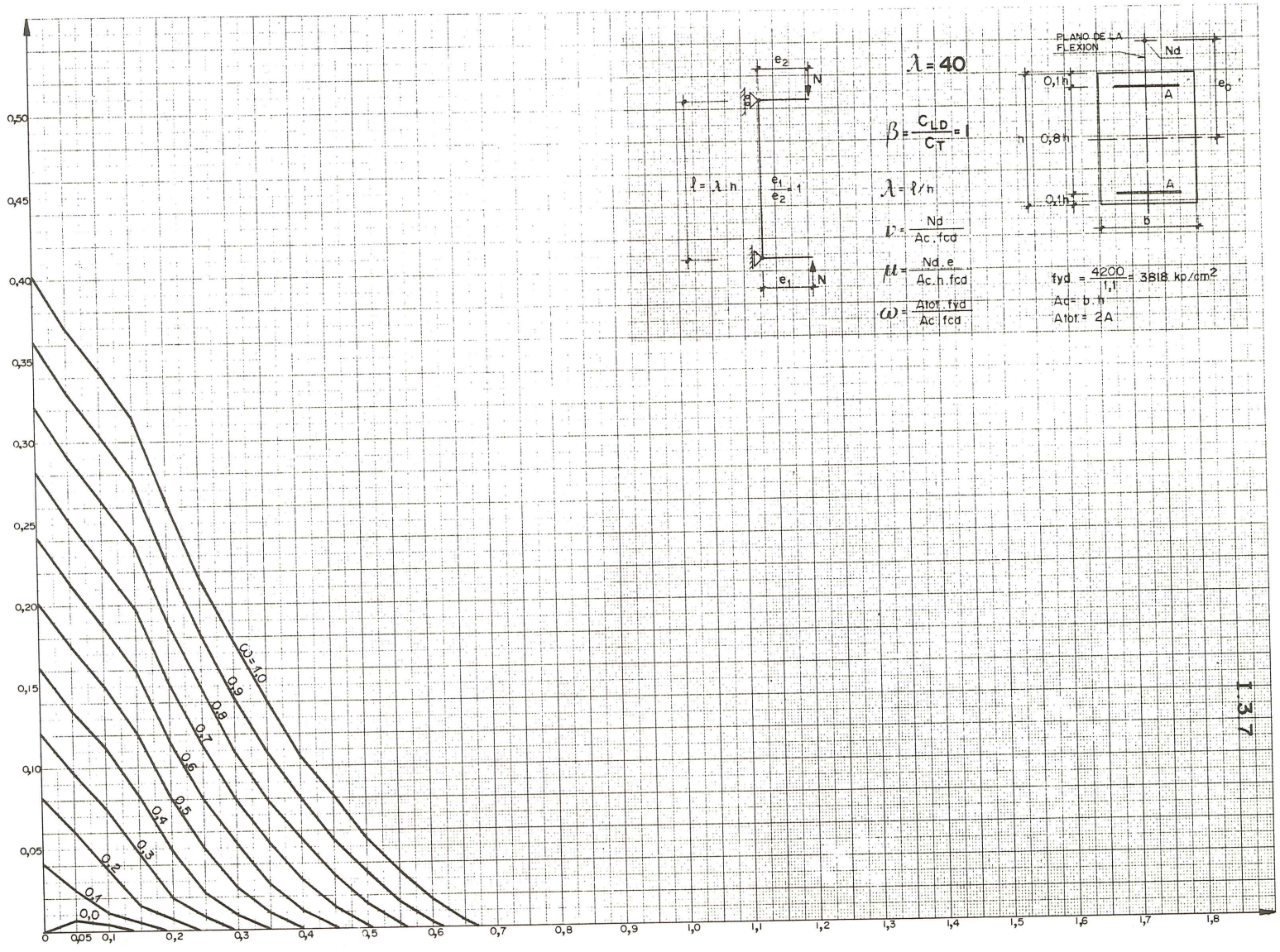
Finalmente, en la figura 15 se muestra la influencia del esquema de carga (e_1/e_2) en un soporte de esbeltez $\lambda = 30$, bajo carga de corta duración ($\beta = 0$), para cuantías $\omega = 1{,}0$, 0,6 y 0,1. Existe una cierta afinidad entre los tres grupos de diagramas, destacando en todos los casos la influencia favorable de la reducción del valor (e_1/e_2). La convergencia de los diagramas de cada grupo sobre ambos ejes, se explica por la ausencia de efectos de segundo orden cuando $\nu = 0$, y por la identidad de los tres esquemas de cargas cuando $\mu = 0$ (pues ello obliga a $e_1 = e_2 = 0$).


λ = 20
β = C_LD / C_T = 0
λ = l / h
l = λ h
e1/e2 = 1
ν = Nd / Ac . fcd
μ = Nd . e / Ac . h . fcd
ω = Atot . fyd / Ac . fcd
PLANO DE LA FLEXION
Nd
0,1 h
0,8 h
0,1 h
A
A
h
b
e2
e1
N
fyd = 4200 / 1,1 = 3818 kg/cm²
Ac = b . h
Atot = 2A
ω = 1,0
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
0,50
0,45
0,40
0,35
0,30
0,25
0,20
0,15
0,10
0,05
0
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
0,6
0,7
0,8
0,9
1,0
1,1
1,2
1,3
1,4
1,5
1,6
1,7
1,8

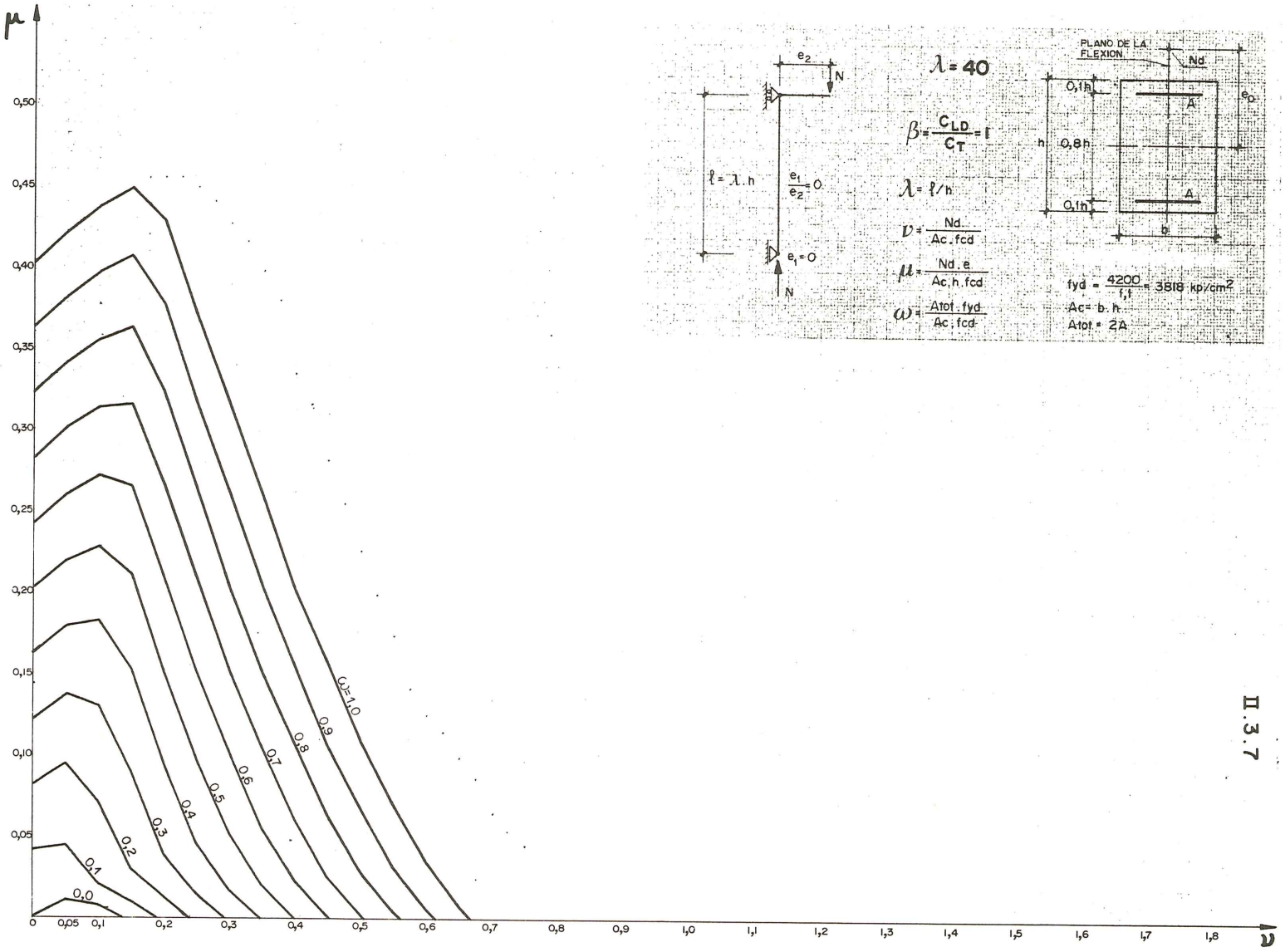
I.1.3


λ = 40
β = C_LD / C_T = 0
λ = ℓ / h
ν = Nd / Ac . fcd
μ = Nd . e / Ac . h . fcd
ω = Atot . fyd / Ac . fcd
ℓ = λ . h
e1 / e2 = 1
e2
e1
N
PLANO DE LA FLEXION
Nd
0,1h
0,8h
0,1h
A
A
h
b
ed
fyd = 4200 / 1,1 = 3818 kp/cm²
Ac = b . h
Atot = 2A
ω=1,0
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
0,50
0,45
0,40
0,35
0,30
0,25
0,20
0,15
0,10
0,05
0
0,05
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
0,6
0,7
0,8
0,9
1,0
1,1
1,2
1,3
1,4
1,5
1,6
1,7
1,8

I.17

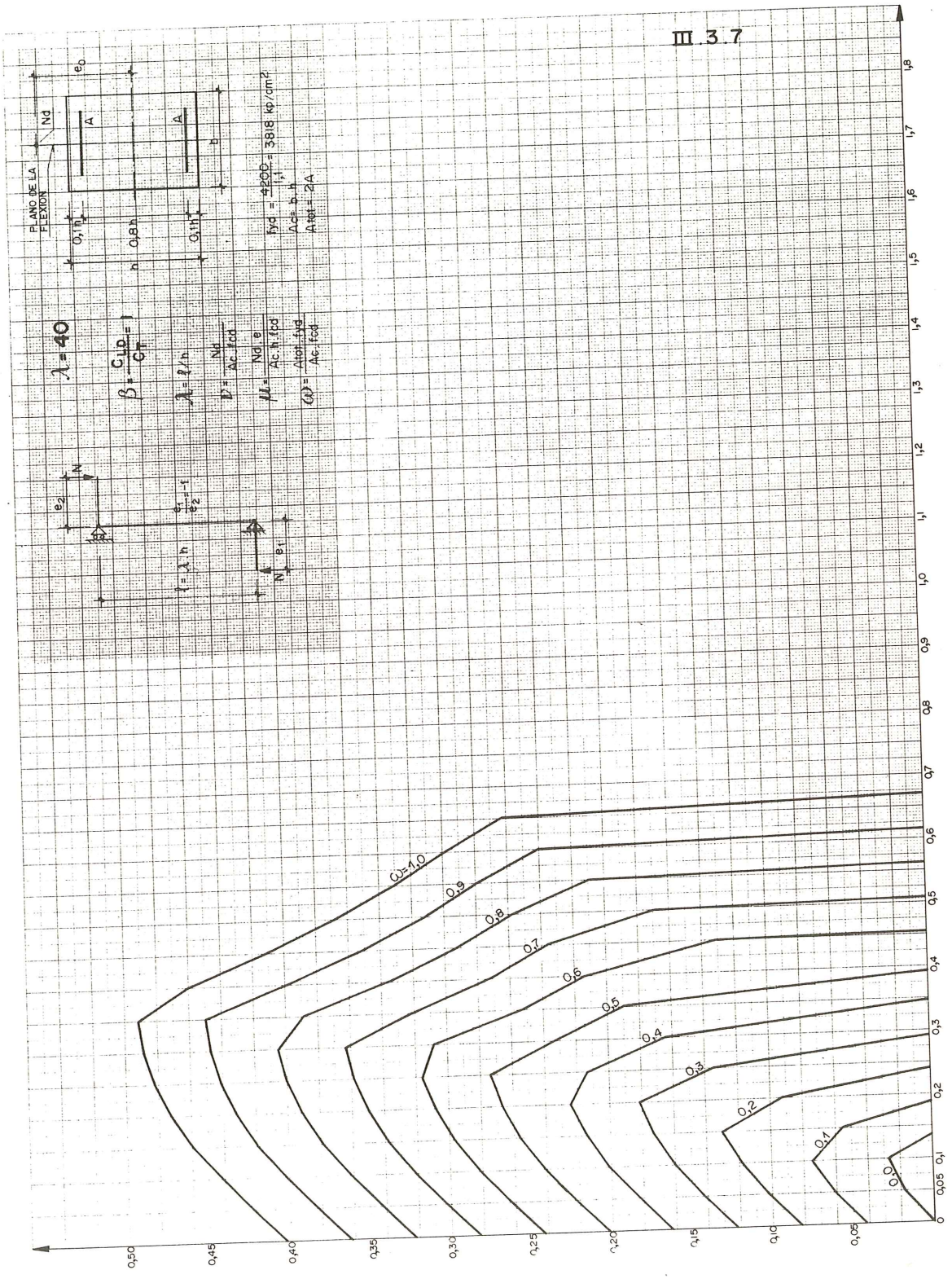

λ = 40
β = C_LD / C_T = 1
λ = l / h
l = λ h
e1 / e2 = 1
ν = Nd / Ac.fcd
μ = Nd.e / Ac.h.fcd
ω = Atot.fyd / Ac.fcd
e2
N
e1
N
PLANO DE LA FLEXION
Nd
0,1 h
0,8 h
0,1 h
h
A
A
e0
b
fyd = 4200 / 1,1 = 3818 kp/cm²
Ac = b.h
Atot = 2A
ω=1,0
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
0,50
0,45
0,40
0,35
0,30
0,25
0,20
0,15
0,10
0,05
0
0,05
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
0,6
0,7
0,8
0,9
1,0
1,1
1,2
1,3
1,4
1,5
1,6
1,7
1,8

137



μ
ν
0,50
0,45
0,40
0,35
0,30
0,25
0,20
0,15
0,10
0,05
0
0,05
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
0,6
0,7
0,8
0,9
1,0
1,1
1,2
1,3
1,4
1,5
1,6
1,7
1,8
ω=1,0
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
e2
N
ℓ = λ.h
e1/e2 = 0
e1 = 0
N
λ = 40
β = CLD/CT = 1
λ = ℓ/h
ν = Nd/Ac.fcd
μ = Nd.e/Ac.h.fcd
ω = Atot.fyd/Ac.fcd
PLANO DE LA FLEXION
Nd
0,1h
0,8h
0,1h
h
A
A
b
e0
fyd = 4200/1,1 = 3818 kp/cm²
Ac = b.h
Atot = 2A

II.3.7


III.3.7
PLANO DE LA FLEXION
Nd
A
A
b
h
0,1h
0,8h
0,1h
e_0
$\lambda = 40$
$\beta = \frac{C_{LD}}{C_T} = 1$
$\lambda = l/h$
$\nu = \frac{Nd}{Ac.fcd}$
$\mu = \frac{Nd.e}{Ac.h.fcd}$
$\omega = \frac{Atot.fyd}{Ac.fcd}$
$fyd = \frac{4200}{1,1} = 3818\ kp/cm^2$
$Ac = b.h$
$Atot = 2A$
$l = \lambda h$
$\frac{e_1}{e_2} = -1$
e_1
e_2
N
N
$\omega = 1,0$
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0

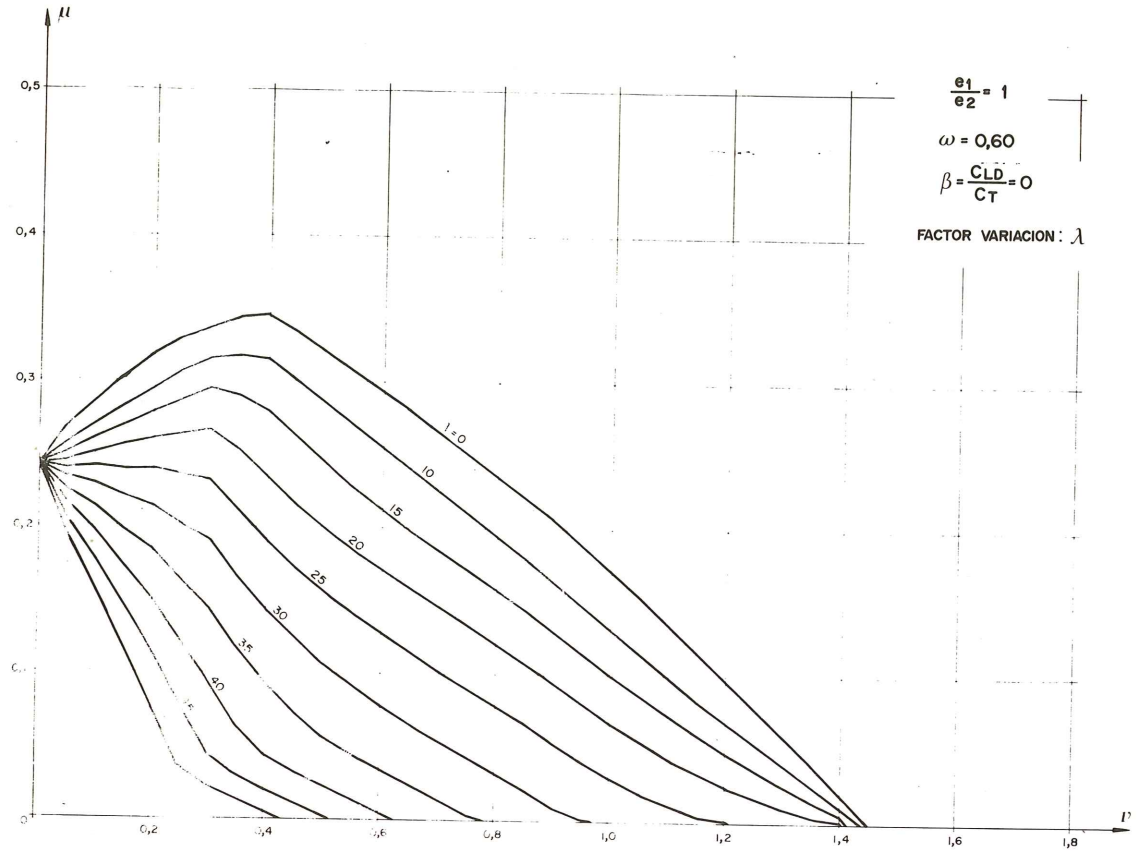


Fig. 13.— Factor de variación λ.

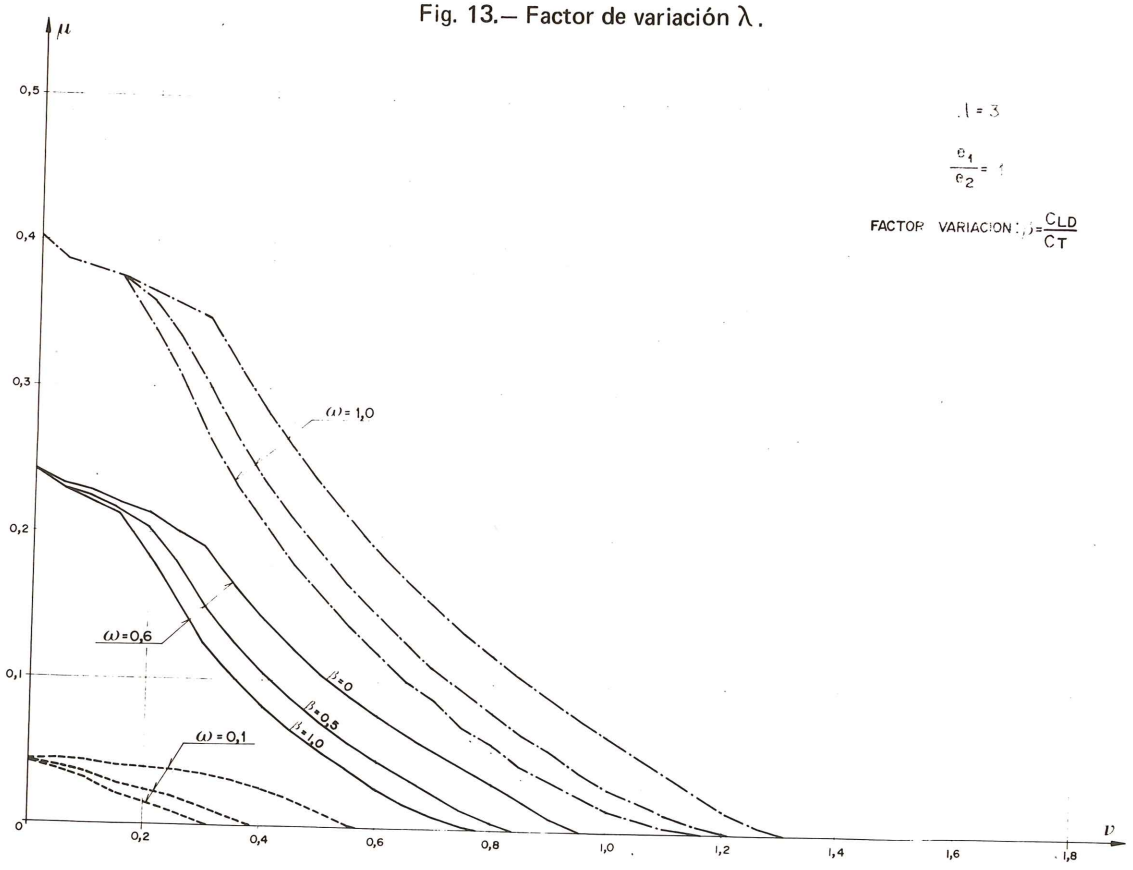


Fig. 14.— Factor de variación β.

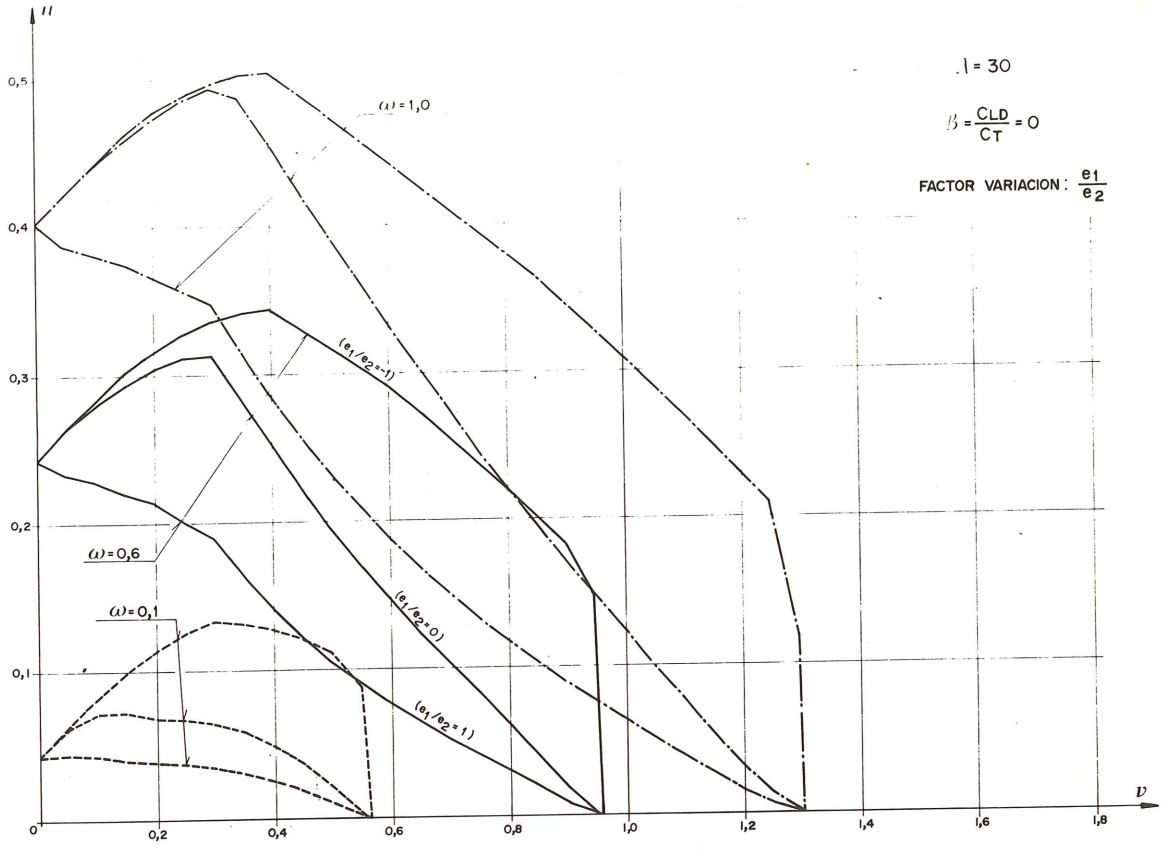
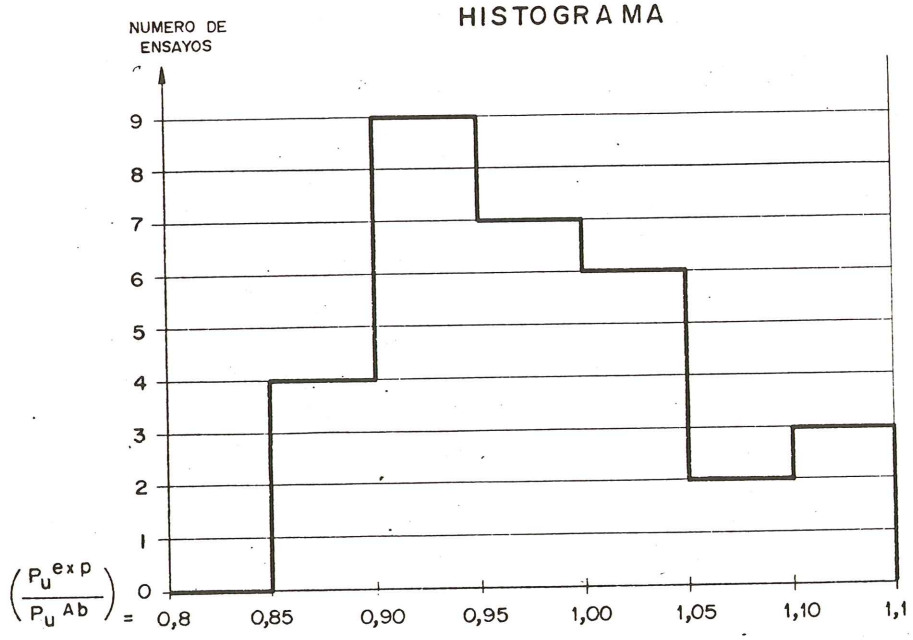


Fig. 15.— Factor de variación e_1 / e_2.



POBLACION : 33 ENSAYOS

TAMAÑO MUESTRA : 31 ENSAYOS

Fig. 16.— Ensayos de corta duración.

6. COMPARACION CON RESULTADOS EXPERIMENTALES

En [5] se establecen comparaciones con 33 ensayos conocidos de corta duración. Descartando dos valores de (P_u experimental/P_u Abacos) excesivamente altos, los 31 ensayos restantes conducen a:

$$\begin{cases} \left(\dfrac{P_u^{exp}}{P_u^{Ab}}\right)_{medio} = 0{,}980 \\ \text{Desviación} = 0{,}099 \end{cases}$$

El histograma de la figura 16 resume la comparación realizada.

Hay que destacar que los ensayos se han hecho con soportes muy delgados (h = 15 cm generalmente). Ello conduce a separaciones entre las capas de armaduras, situadas entre 0,60 h y 0,76 h, inferior al 0,80 h de nuestros Abacos, y se refleja en una capacidad portante inferior a la que éstos suministran.

Pero además hay que decir que al elegir el diagrama del acero de dureza natural y el límite elástico $f_{yd} = 4.200/1.1$, nos hemos situado en el límite superior de la capacidad portante. En efecto el diagrama del acero estirado en frío, al igual que valores más altos del límite elástico de cálculo, conducen a valores algo inferiores de la capacidad de carga del soporte.En [5] se dan datos abundantes sobre el particular.

Finalmente, en lo que a cargas de larga duración respecta, un conjunto de comparaciones entre las cargas últimas de larga y corta duración, para una serie muy completa de valores de la esbeltez, excentricidad relativa y cuantía mecánica, obtenidas de los Abacos por un lado, y suministradas por [4] por otro, ha resultado muy satisfactoria.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. ROBINSON y MODJABI: "La prévision des charges de flambement des poteaux en béton armé par la méthode de M.P. FAESSEL", Annales de l'I.T.B.T.P., Septiembre 1968.

2. LEONHARDT Y MÖNNING: "Vorlessungen über Massivbau", tomo 1º, Springer, Berlín 1973.

3. ROBINSON, FOURÉ Y BOURGHLI: "Le flambement des poteaux en béton armé chargés avec des excentricités différentes à leurs extremités", Annales de l'I.T.B.T.P., Noviembre 1975.

4. FOURÉ: "Le flambement des poteaux compte tenue du fluage du béton". Annales de L'I.T.B.T.P., Marzo 1978.

5. ARENAS: "Cálculo de soportes rectangulares de hormigón armado en teoría de segundo orden. Abacos de dimensionamiento directo". Monografía de la Agrupación Nacional de Fabricantes de Cemento de España (En prensa).

Comentarios a una normativa sobre elementos prefabricados de hormigón pretensado para la edificación.

Por: José Mª Simón Serra
Arquitecto e Ingeniero Industrial

La aparición de una Instrucción oficial, la primera en España, sobre Hormigón Pretensado, actualmente en estado de información, nos mueve y nos obliga con *respecto al tema concreto de Prefabricados para la Edificación,* a establecer una breve sistemática de análisis, que estructuramos así:

a) – Recopilación y examen de la Normativa existente actualmente.

b) – Crítica de la nueva Instrucción, en dos aspectos: general o de fondo, y en detalle.

c) – Estudio de las concordancias y discrepancias de la nueva Normativa con las disposiciones actualmente vigentes.

A continuación, pues, procedemos a desarrollar estos apartados con la amplitud que nos permite el tiempo disponible.

a) – La Normativa sobre elementos pretensados para la Edificación existente y vigente hoy día, la constituyen las siguientes disposiciones:

1) - Norma MV-101 (Decreto 195/1963, de 17 de enero de dicho año (1963). No se refiere a elementos pretensados sino a las cargas con que deben ser calculados al ser utilizados como vigas y forjados.

2) - Decreto 124/1966 de 20 de enero de 1966 (B.O.E. de 31 de enero de 1966).

Da las normas generales sobre Autorizaciones, Proyectos, Fichas Técnicas, Técnico de Grado medio necesario, Laboratorio, etc...

Afecta a viguetas pretensadas y armadas, ya que se refiere a "elementos resistentes para pisos y cubiertas".

3) - Resolución de la Dirección General de Industrias para la Construcción, de 31 de octubre de 1966 (B.O.E. de 9 de noviembre de 1966).

Desarrolla, en acuerdo con el Ministerio de la Vivienda, la normativa correspondiente al Decreto anterior, fijando, entre otras cosas:

– Los coeficientes de seguridad.
– El material de laboratorio.
– El régimen y programa de ensayos de rutina.

Regula, igualmente, la normativa a aplicar a viguetas pretensadas y armadas.

4) - Orden de 25 de febrero de 1966 (B.O.E. de 9 de marzo de 1966), en la que se dan principalmente los modelos de Fichas.

5) - Norma NTE-EHU-1973 sobre: "Estructuras de Hormigón armado-forjados unidireccionales" (B.O.E. de 14 de abril de 1973).

A pesar de que toda la Norma contempla sólo viguetas armadas, en su primer párrafo indica que abarca también las pretensadas. En el Artículo 2º de la Orden por la que se aprueba, se indica que desarrolla a nivel operativo el Decreto 124/1966 ya citado.

6) - Norma NTE-ECG-1976 sobre: "Estructuras: Cargas gravitatorias" (B.O.E. de 15 de junio de 1976).

A los efectos de este comentario, constituye una ampliación, con ligeras modificaciones, de la Norma MV-101, a la que, además, se alude en la Orden aprobatoria.

7) - Como "Recomendación" y por su utilidad y congruencia, ya que es la única que se centra exclusivamente en el tema que nos ocupa, está la VP-71 del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

Desarrolla ponderadamente los aspectos de Proyecto, Fabricación y Ensayo y hay que hacer notar en ella que disminuye los coeficientes de seguridad, aunque a costa de un control más riguroso de fabricación.

La Comisión de Redacción estaba formada fundamentalmente por representantes del Instituto y ANDECE y asistida por un buen número de fabricantes importantes, por lo que el tema era concreto y del dominio de todos. La presencia de ese gran número de fabricantes hizo que implícitamente, se diera la importancia debida a los aspectos tecnológico y económico de esta fabricación en serie.

En toda esta Normativa, homogénea en un principio, existía ya algún punto confuso, concretamente entre las disposiciones anteriores a 1972 y las posteriores. Es decir, entre las Normas existentes en dicho año y las NTE citadas, aparecidas posteriormente (1973 y 1976). El punto más importante era –o es– el de los coeficientes de seguridad. Así como la citada Resolución de la Dirección General de Industrias para la Construcción fijaba para las viguetas pretensadas los coeficientes:

a rotura:	2
a fisuración:	1,3
de aviso:	1,2

y la VP-71:

a rotura:	1,8
a fisuración:	1,2
de aviso:	1,2 ó 1,3 (según vigueta auto o semirresistente).

(y haciendo notar que dicha Resolución de la Dirección General de Industrias daba ya para el armado un coeficiente diferente: 2,25 a rotura), la NTE-EHU no contempla nada de lo dicho anteriormente para las viguetas pretensadas y las asimila totalmente a las armadas, dividiendo además las Fichas Técnicas en dos grupos: las aparecidas antes de la NTE y las publicadas des-

pués. En las primeras, que se suponían con valores ya minorados, es decir, característicos o de uso (útiles) se limitaba a sustituir el 1,5 de mayoración por el 1,6. En las segundas, las cargas debían mayorarse en 1,6 para entrar en Fichas, pues se suponía que en éstas se había tenido sólo en cuenta la minoración de los materiales.

Como el coeficiente de seguridad a rotura usado en los cálculos era el de *2*, lo único que cabía era multiplicar todos los datos de las Fichas por 1,6 para que se entrara con cargas mayoradas en 1,6. Pero, ¿y si un fabricante o usuario, acostumbrado a entrar en Fichas con cargas normales, no las mayoraba y usaba las Fichas corregidas o nuevas como anteriormente? –Pues, simplemente, quedaban los elementos casi sin coeficiente de seguridad.

Hay otro agravante. Y es que la Norma NTE citada especificaba que las cargas exteriores a tomar para este nuevo sistema de Fichas debían determinarse "según NTE-ECT, Cargas Gravitatorias", Norma que aparecio tres años después si no me equivoco– y que ahora sabemos que es muy similar a la MV-101, pero que entonces, en 1973, no se podía adivinar cómo sería.
Pero es que además hay un tercer factor de complicación. *Y es que en ninguna parte –creo– se ha dicho que había que redactar las Fichas de esta otra manera.*

Con las Fichas a base de valores disminuidos (útiles) no puede pasar nada. Como máximo, aumentaríamos, en caso de error, el coeficiente de seguridad. Con valores aumentados, nos exponíamos a algún desastre y más no conociendo aún las cargas de la NTE-ECG.

b) – Y vamos a la segunda parte: la nueva Instrucción. El 18 de febrero de 1977 (B.O.E. nº 148 de 22 de junio de 1977) aparece la Instrucción EP-77 para el Proyecto y Ejecución de Obras de Hormigón Pretensado.

En el Real Decreto por el que se aprueba (nº 1408/1977) se indica que entrará en vigor con carácter obligatorio a los dos años de su publicación, es decir, el 22 de junio de 1979. Durante el plazo de un año (vencido el 22 de junio pasado) se podían presentar enmiendas u observaciones al texto. En otro plazo igual, será de observancia obligada, con las correcciones a que haya habido lugar.

La Comisión Permanente del Hormigón, que ha sido la encargada de redactarla, y también lo es de revisarla en lo que estime oportuno, está integrada por representantes de todos los Ministerios afectados, del Instituto Eduardo Torroja y ha tenido la colaboración de un buen número de técnicos muy calificados, por lo que es de esperar haya recogido todos los puntos importantes para una Normativa de tal envergadura.

Como observaciones generales que se nos ocurren, no obstante, y atendiendo concretamente a nuestro tema, diríamos que el capítulo XIII, que corresponde a "Forjados para la edificación unidireccionales con elementos prefabricados de hormigón pretensado", queda quizás un poco marginado, incluído allí como capítulo importantísimo que es, pero tratado sin la amplitud y atención que creemos requieren sus características especiales y volumen económico.

Evidentemente, rige para él (este capítulo) lo que le afecte de los restantes artículos de la Instrucción y parece que se apoya parte en ellos y parte en la Reglamentación anterior existente. Pero creemos no ha sido suficientemente diferenciada la característica principal de los elementos que nos ocupan de ser fabricados en factoría, en serie y siempre a base de prototipos. Cuando se trata, por ejemplo,

del control –en el Título 3º del libro no se alude para nada a pruebas sistemáticas de elementos fabricados. En el Artículo 76.2 se dice: "Salvo indicación en contrario de la reglamentación específica de un tipo de estructura, o del Pliego de Condiciones Técnicas Particulares, no será necesario someter a pruebas de cargas las obras proyectadas y construídas con arreglo a la presente Instrucción, en las que los materiales y la ejecución hayan alcanzado la calidad prevista". Naturalmente, se refiere esto a Obras, como casi toda la Instrucción, pero, ¿qué se hace con estos elementos? Puede interpretarse que rige la "Reglamentación existente", pero, como veremos, ésta es de difícil concordancia con la Instrucción en temas tan importantes como, por ejemplo, los coeficientes de seguridad, Clase de piezas, etc...

Por otra parte, creemos que si se pretende observar en la fabricación de viguetas, semiviguetas, placas ligeras, etc..., todo lo dispuesto en el resto de la Instrucción, pensado y escrito –muy a conciencia– para elementos en general pesados, singulares y para obras, se encarece y complica en gran manera tanto el Proyecto como, principalmente, la fabricación de estas series pretensadas, llegando aún a ser imposible una previsión de cargas exhaustiva y los correspondientes cálculos de inclinación de fisuras, etc... Existe, además, una maquinaria y unas instalaciones, en general de producción contínua, que puede ser difícil, oneroso o imposible adaptar a algunas condiciones pensadas para piezas de más envergadura y de fabricación no seriada.
Como observaciones de detalles, entre otras, y en forma un poco telegráfica, para no extendernos demasiado, se pueden hacer las siguientes:

– En primer lugar creemos se han subsanado, una vez detectados, algunos errores de redacción o impresión, que no son más que eso, pero que han alarmado a algún fabricante. Así el DOS (número DOS) que falta en la fórmula de esfuerzo cortante de los forjados (pág. 287 de la edición de Obras Públicas), error que ya apareció en el B.O.E.

– En segundo lugar, los diámetros aceptados de alambres (y consecuentemente, suponemos que torzales formados por estos hilos) y armaduras pasivas son pocos comparados con los que se usan y fabrican actualmente. En alambres, se fija 3 mm. como ϕ mínimo; pero, en cambio, parece aceptarse $\phi < 3$ mm. en el artículo 20.3.1... En cuanto a armaduras pasivas, el artículo 12.1. señala el diámetro mínimo de 6 mm. En el 12.4. pero sólo en mallas electrosoldadas, se admite el ϕ 4 mm. Evidentemente, en una vigueta pretensada de 20 cm. de altura y 3 ó 3,5 cm. de alma, no pueden colocarse estribos de 6 mm. y menos desde el punto de vista de un proceso de fabricación contínua.

De los alambres "gris" y "recocido" usados actualmente en diámetros muy pequeños como estribos, no sé si es conveniente tratar. El recocido que posea un límite elástico inferior a 2.200 Kg/cm^2. (en general creemos oscila alrededor de los 1.700 kg/cm^2.) parece no va a poder seguir siendo usado.

Todo este punto, si lo he interpretado bien, *es muy importante* para estos pequeños elementos pretensados fabricados en serie. Debe pensarse –y quizá incido de nuevo en la primera parte de este apartado b) – que en piezas grandes la Normativa condiciona, pero en estas pequeñas, prácticamente las diseña.

– Tercero: clase del elemento. El Artículo 58.2. dice:

"Condiciones de Cálculo: Las viguetas y semiviguetas se proyectarán para que, al destesar, se comporten en Clase I, es decir, no se alcance el límite de descompresión. Cuando formen parte del forjado, pueden, en general, comportarse en Clase III, a menos que se exija, por razones de durabilidad, u otras causas, que lo ha-

gan en Clase II ó Clase I.

¿Por qué esto? ¿Es porque se mayoran cargas y no llegarán a descomprimirse bajo cargas normales? Si es así, quizás incidimos un poco sobre el coeficiente de seguridad, que hemos puntualizado por otra parte con tanto rigor. Y el ahorro de acero, en forjados, no creemos sea mucho, ya que en general fallan en el cálculo a rotura. Insistiremos en este punto al comparar con la Reglamentación existente.

– Cuarto: La limitación del árido a 1/3 del espesor mínimo hormigonado in situ (Artículo 58.4.) creemos es excesiva y perjudica a la granulometría de la capa de compresión. Pero quizás existan razones de experiencia que no conozco y además el precedente de la EH-73.

– Quinto: En el Artículo 34.6. se dice que la resistencia de cálculo para armaduras activas será de $f_{pd} = \frac{f_{pk}}{1,15}$, siendo f_{pk} el límite elástico.

Creemos que en forjados, la resistencia a adoptar para el acero en el estado límite de rotura (a efectos de reducir después para obtener el coeficiente de seguridad deseado, hasta ahora el 2) es la de *rotura* del mismo, afectada de algún coeficiente de dispersión o de corrección si se creyera preciso, pero debe ser ésta; por lo menos en los aceros que no presenten, como es lo normal, un escalón de cedencia concreto (palier d'ecoulement). Así se adopta en general en toda la normativa exterior para pretensado con hilos adherentes y eso mismo creo indican o permiten las recomendaciones de la FIP (Federation Internacionale de la Precontrainte). Esta consideración puede representar, a nivel nacional, una diferencia del orden de algunos miles de millones de mayor coste al año.

En este punto, quisiera conocer, y no he podido, si existe alguna experiencia catalogada de comportamiento de forjados, que pudiera dar luz sobre estas consideraciones y que, por otra parte, hubiera podido ayudar en la redacción de este nuevo Reglamento.

– Sexto: Cálculo del esfuerzo cortante.

Quizá por haberse hecho hasta ahora de forma más fácil, encuentro extraordinariamente complicado el procedimiento de la Instrucción, con el cálculo previo necesario de la inclinación de las fisuras en viguetas autorresistentes. Tampoco se encuentra clara y considerada –o yo no la encuentro– la mejora que se produce por precompresión del hormigón en la fórmula dada en el Artículo 48.1.3.4.2. para la colaboración del hormigón en las zonas AB...

Lo que sí queda claro, es que se reduce en general el esfuerzo cortante útil de los forjados respecto al que se obtiene ahora.

– Otros dos puntos:

La fórmula clásica empírica de esfuerzo cortante:

$$Vd = 2\ \psi\ .\ fuc\ .\ bw\ .\ d,$$

antes venía (hormigón armado) sin el coeficiente ψ.

Este vale ahora:

$$\psi = 0,5 + 33\ \rho_o$$

y ρ_o es "la cuantía de la armadura longitudinal".

Habría que aclarar (porque suponemos es así) que es respecto a la sección de semi-

viga, no de forjado, porque, si no, bajan grandemente los esfuerzos cortantes útiles, que resultan inferiores al de un forjado similar armado. Por otra parte, aun así, esta fórmula coloca en desventaja el hormigón pretensado frente a aquél, a menos que consideremos en la fatiga admisible a cizallamiento el incremento producido por la precompresión.

– Otro punto importante, del que no voy a tratar y sólo cito, por no haberlo estudiado a fondo, es el de las pérdidas de tensión. Pienso que quizá no han sido suficientemente diferenciados los sistemas de pretensado y, sobre todo, la fabricación de piezas unitarias de serie, en bancos de más de 100 metros de longitud.

Haríamos otras varias consideraciones en cuanto a estos aspectos, pero son ya de excesivo detalle. En general, ya digo, creo que el resto de la Instrucción complica bastante el cálculo de forjados. Con todas estas repercusiones y lo que es propiamente de los mismos, además de la Reglamentación existente, habrá que hacerse una composición y ver la forma de seguir produciendo estos elementos en la forma más segura (en calidad) y económica.

c) - Y pasamos al tercer punto: Concordancias y discrepancias con la Normativa actualmente vigente.

– Parece claro que se respeta lo vigente. Así las Fichas Técnicas, los Libros de Ensayo, el Control, etc., etc..., porque en la Instrucción no se dice nada de ello. ¿Pero, cómo queda, por ejemplo, lo siguiente?

El trabajo en Clase I, II ó III. Actualmente, las vigas y semivigas, tanto solas (exentas) como en forjados, deben trabajar en Clase I, es decir, sin fisuración, y aún con un coeficiente de seguridad 1,3 a la misma. ¿Es ésta la Reglamentación especial que hay que respetar? Si no se dice otra cosa, parece que sí.

Pero esa Reglamentación especial también da unos coeficientes de: 2 a la rotura y 1,2 de aviso. ¿Hay que respetar los dos? El de aviso parece que sí, porque aquí no está, ¿y el DOS?

A mi juicio, debería respetarse todo ello –y diría aún disminuir o ponderar estos coeficientes (que fueron adoptados y válidos ya cuando el pretensado era una aventura), según la naturaleza de la carga, cosa que desde luego veo difícil se haga.

Y volviendo atrás, creo también es necesario dejar muy tranquilos a fabricantes y usuarios sobre si deben entrar en Fichas Técnicas con cargas mayoradas o sin mayorar, lo cual puede dar lugar a confusiones con consecuencias muy serias.

Este punto lo toco e insisto porque he tenido ocasión de oir comentarios al respecto y lo considero elemental y grave. Por mi parte, opino que las Fichas Técnicas de Forjados pretensados deben dar entrada a los valores característicos de las Cargas, sobre todo en este caso de Forjados en que las acciones de entrada (sea la Norma MV-101, la NTE-ECG, o similares) dan ya valores corregidos y medios, no reales. Volvemos a encontrar aquí la influencia del resto de la Instrucción sobre el capítulo de Forjados en un aspecto que no sólo no creemos necesario, sino que se presta a confusiones, salvo que se reglamente refundiendo rápidamente todo lo dispuesto en esta materia.

Y creo he insistido ya bastante. Cada uno de estos temas podría ocupar días, pero, claro, quizá tendríamos que prepararlo con más profundidad y detalle y disponer de más tiempo, cosas, la primera, que no he hecho y la segunda que aquí no es posible.

Evidentemente tenemos que seguir estudiando este asunto para conseguir que los elementos pretensados fabricados en serie tengan, por una parte, la calidad necesaria, pero por otra, sean competitivos cubriendo, sin defecto ni exceso, su función. Y en eso la Normativa, antes que el fabricante, tiene bastante que decir.

Contribución española al ensayo FIP de corrosión bajo tensión.

Por: M. del Campo, J. Climent,
M. Elices y V. Sánchez Gálvez

INTRODUCCION HISTORICA

En la referencia (1) pueden verse con más detalle los motivos de esta introducción histórica resumida a continuación:

El interés por encontrar un ensayo normalizado de c.b.t. nace en una reunión del Comité Conjunto RILIM-FIP-CEB, en junio de 1969, y la primera reunión del grupo de trabajo destinado a desarrollar dicho ensayo tuvo lugar en París, en marzo de 1970. Los objetivos de dicho grupo fueron:

a.– Recoger información sobre los distintos ensayos de c.b.t. que existían por el mundo.

b.– Tratar de normalizar uno de estos ensayos para el acero de pretensado.

c.– Realizar un estudio conjunto para conocer la efectividad, selectividad y reproducibilidad de dicho ensayo.

Como consecuencia de un cuestionario que circuló por todos los países interesados se llegó a la conclusión de que era conveniente explorar los seis ensayos cuyos medios agresivos se indican a continuación:

1.– Nitratos en caliente y sin polarización catódica.

2.– H_2S, con o sin polarización catódica.

3.– NH_4SCN, con o sin polarización catódica.

4.– H_2SO_4, con polarización catódica.

5.– Agua destilada, sin polarización catódica.

6.– $Ca(OH)_2$, con polarización catódica ó anódica.

La realización y contraste de estos ensayos ocupó dos años, desde 1970 hasta 1972. En esencia, y apoyándose en la manera de corroerse y agrietarse el acero, se obtuvieron los siguientes resultados:

a.– En los ensayos con agua destilada y con H_2S el acero se cubre con productos de corrosión de naturaleza pasivante, al tiempo que soporta una disolución modera-

da y uniforme, en las zonas catódica puede penetrar el hidrógeno formado. Las numerosas fisuras que aparecen se forman en las discontinuidades de la capa pasiva y se propagaron de forma discontinua. Las roturas se produjeron por fisuración.

b.– En los ensayos con H_2SO_4 y NH_4SCN el acero sufre una disolución anódica, más o menos intensiva, pero los productos de corrosión no son pasivantes. El hidrógeno que "necesariamente" aparece en las reacciones de corrosión penetra en la masa del acero, llegando en ocasiones a fisurarlo. En este caso el número de fisuras que acompaña al proceso es muy pequeño y generalmente una sola. La rotura en este caso es por fragilización por hidrógeno (rotura diferida).

c.– En los ensayos con $Ca(OH)_2$ + Na Cl y polarización se produce una disolución anódica concentrada terminando en una picadura profunda, acelerada por la tensión mecánica y la propia polarización. Si además, cambiamos de signo la polarización, el acero se cargará de hidrógeno. La rotura en este caso será como consecuencia de la picadura de corrosión agravada por los efectos de entalla mecánica (fallo por efecto de entalla debido al picado)

Después de varias reuniones, y sin el total convencimiento de todos los miembros, el grupo decidió adoptar el ensayo de tiocianato amónico por su sencillez, economía y mayor selectividad. Se redactó un borrador de norma de ensayo y se acordó continuar el estudio de la influencia de los siguientes parámetros:

1.– Temperatura del ensayo.

2.– Grado de pureza del NH_4SCN.

3.– Contenido de oxígeno en la solución.

4.– Carga aplicada a la probeta.

Esta nueva etapa de experimentación ocupó otros dos años, desde 1972 hasta 1974 los estudios realizados en esta etapa pueden sintetizarse en los siguientes resultados:

a.– El tiempo de rotura disminuye al aumentar la temperatura del medio agresivo. Se decidió fijar entonces la temperatura del ensayo en 35ºC por parecer que alrededor de este valor el ensayo era más selectivo y se recomendó utilizar un intervalo estrecho, ± 1ºC para no aumentar la dispersión.

b.– El tiempo de rotura disminuye al aumentar la tensión de la probeta. Se recomendó utilizar el 80 por 100 de la carga de rotura por razones prácticas de duración del ensayo y representar en algunos países la tensión de pretensado.

c.– Para evitar una mayor dispersión se acordó utilizar NH_4SCN del tipo llamado "puro para análisis", ya que los llamados "técnicamente puros" tenían trazas de aniones de azufre y arsénico que catalizaban la penetración del hidrógeno.

d.– Respecto a la influencia del oxígeno en la solución, relacionada con la circulación o no de la solución agresiva y con la realización del ensayo saturando o no la solución con nitrógeno, los resultados no fueron lo suficientemente selectivos como para tomar decisiones.

Con todos estos resultados se fue perfilando un ensayo que detectaba la susceptibilidad de un acero a la fragilización por hidrógeno, fenómeno que se cree asociado a las roturas por c.b.t. detectadas en la práctica. Se fijó el tipo de solución agresiva, la tensión de la probeta, la temperatura y la forma de realización del ensayo. A partir de aquí se inició una tercera etapa para comprobar la repetitividad y selectividad entre distintos laboratorios y, si era posible, intentar fijar unos valores mínimos de duración. Durante este período España partici-

pó en la realización de ensayos con agua destilada, H_2S y NH_4SCN y aportó datos sobre roturas detectadas en nuestro país atribuídas a la c.b.t.

ACTIVIDADES DEL GRUPO DE TRABAJO

En 1977 el Comité ad hoc "Ensayos de corrosión bajo tensión" de la Comisión de Aceros y Sistemas de Pretensado de la F.I.P. decidió emprender una campaña internacional de ensayos buscando fundamentalmente estudiar la reproducibilidad y repetitividad del ensayo con tiocianato amónico. Para ello un rollo de acero denominado F, se repartió entre los laboratorios de 9 países diferentes que decidieron participar en la investigación, colaborando por parte española el Laboratorio Central de Ensayo de Materiales de Construcción y la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid.

Por otro lado, la E.S.I.S. organizó también otro programa de ensayos de corrosión bajo tensión con tiocianato amónico, buscando fundamentalmente verificar la selectividad del ensayo, para lo que se distribuyeron tres tipos de acero denominados B, K y N entre 10 laboratorios de distintos países, colaborando en la investigación por parte española Nueva Montaña Quijano, S.A.

En ambos casos, las condiciones del ensayo fueron las establecidas en el documento AR/LS 158-77-M (29 Junio 1977) y que en esencia son:

- Carga de tracción aplicada del 80 por 100 de la carga de rotura.
- Longitud de probeta dentro del medio agresivo 200 mm.
- Pureza del tiocianato amónico de al menos 99 por 100, disuelto en agua destilada o desmineralizada.
- Temperatura de ensayo de $50^o \pm 0{,}2^oC$.
- Concentración de NH_4SCN del 20 por 100 (250 g/l).
- El líquido no circula.
- Probetas desengrasadas previamente con tricloroetileno.

El número de probetas ensayadas por cada Laboratorio por cada tipo de acero ha sido normalmente de 12, aunque algunos laboratorios sólo ensayaron 9; en cualquier caso el número de ensayos es lo suficientemente elevado para poder establecer una estadística de los resultados. Aún cuando algunos laboratorios no cumplieron algunas de las condiciones expuestas, especialmente por lo que respecta a la estabilización de la temperatura, concentración del tiocianato amónico y disolvente utilizado para desengrasar las probetas, los resultados obtenidos son similares, lo que muestra que estos factores no tienen excesiva influencia. Por el contrario la utilización de temperaturas distintas de los 50°C, especificados por parte de los laboratorios ARBEN-Felten Guilleanme AG (que utiliza 45°C) y Shinko Wire Ltd (que ensaya a 35°C y 96°C), ha producido diferencias importantes, en el tiempo de rotura poniendo de manifiesto la gran importancia de la temperatura en el ensayo.

Los resultados de la investigación emprendida por la F.I.P. con el acero F se recogen en síntesis en la Fig. 1 que muestra para cada uno de los 12 laboratorios que realizaron ensayos el intervalo de duraciones de los mismos en escala logarítmica. De igual forma, los resultados de la investigación emprendida por E.S.I.S. se resumen en las Figs. 2, 3 y 4 para los aceros B, K y N respectivamente. Debe hacerse notar que los ensayos realizados por los laboratorios D 1 y J 1 que se separan notablemente del comportamiento general, han sido efectuados a temperaturas distintas de los 50°C como ya se ha indicado anteriormente. Las flechas que muestran algunos intervalos indican que algún ensayo ha sido desmontado sin romper. A partir de los resultados de los ensayos puede estudiarse:

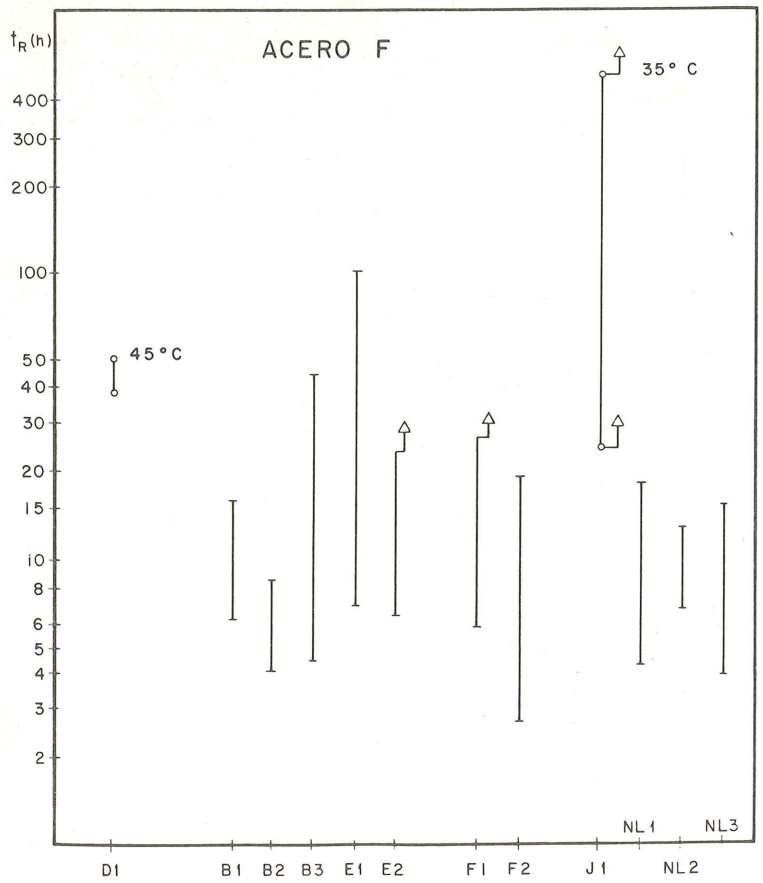

ACERO F
t_R(h)
400
300
200
100
50
40
30
20
15
10
8
6
5
4
3
2
45° C
35° C
D1
B1
B2
B3
E1
E2
F1
F2
J1
NL2
NL1
NL3

Fig. 1.

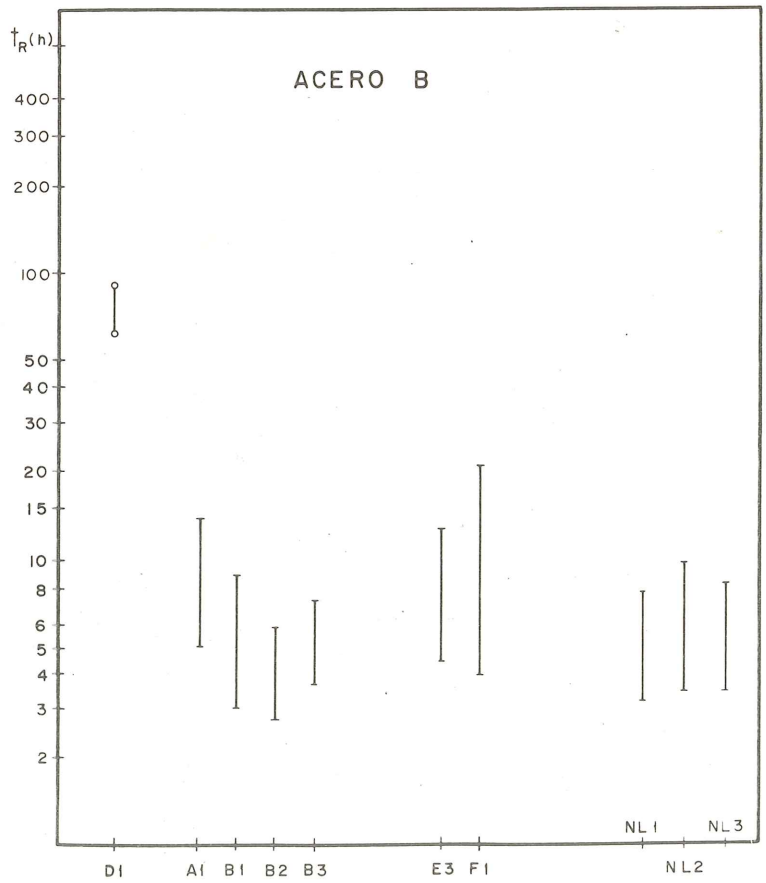

ACERO B
t_R(h)
400
300
200
100
50
40
30
20
15
10
8
6
5
4
3
2
D1
A1
B1
B2
B3
E3
F1
NL2
NL1
NL3

Fig. 2.

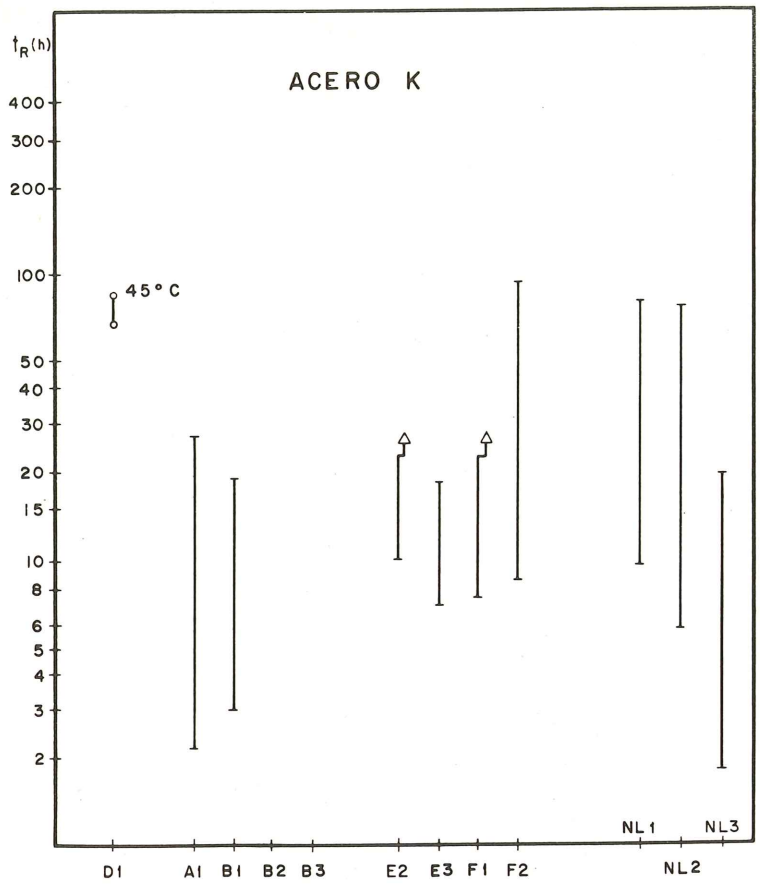

ACERO K
t_R(h)
400
300
200
100
50
40
30
20
15
10
8
6
5
4
3
2
45° C
D1
A1
B1
B2
B3
E2
E3
F1
F2
NL1
NL2
NL3

Fig. 3.

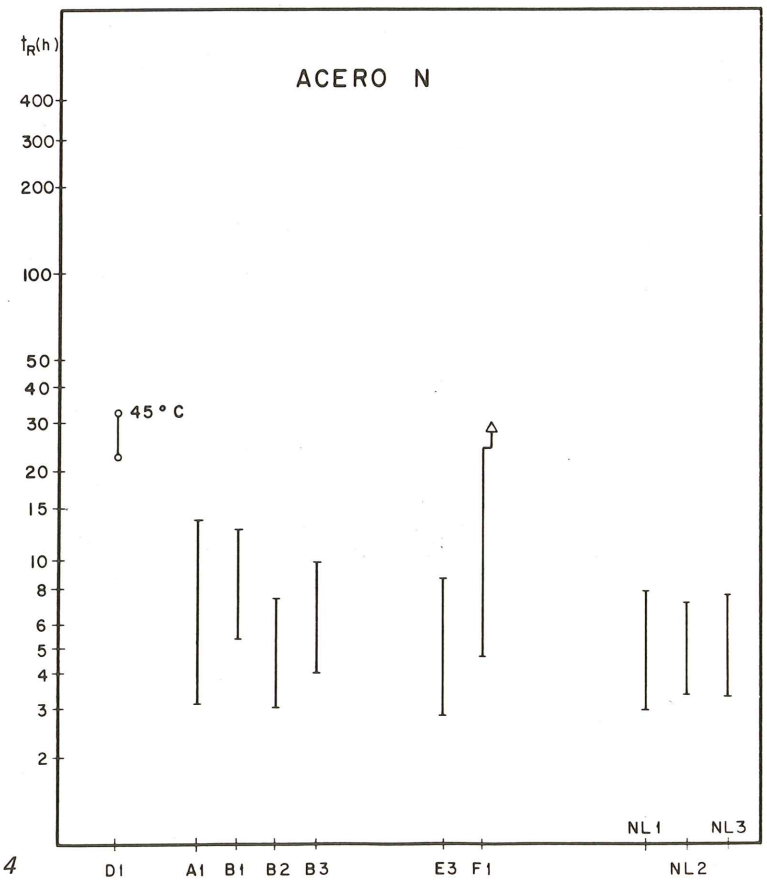

ACERO N
t_R(h)
400
300
200
100
50
40
30
20
15
10
8
6
5
4
3
2
45° C
D1
A1
B1
B2
B3
E3
F1
NL1
NL2
NL3

Fig. 4

– La repetitividad del ensayo, es decir la dispersión del tiempo de rotura obtenida para cada tipo de acero por cada uno de los laboratorios.

– La reproductibilidad del ensayo, es decir la diferencia de duraciones para un acero dado entre los distintos laboratorios.

– La selectividad del ensayo, es decir la diferencia de duraciones de los distintos tipos de acero ensayados.

En lo que se ha dicho anteriormente, sólo hay detalles referentes a la modalidad del ensayo con el tiocianato amónico, sin embargo el coordinador de este programa internacional, Mme. Brachet, también invitó al mismo tiempo, a todos los participantes en este programa común a realizar estudios complementarios basados en:

1.– Ensayos de tracción lenta con el tiocianato amóncio a 50ºC.

2.– Examen fractográfico de la rotura en el ensayo de tiocianato amónico a fatiga estática y a tracción lenta.

3.– Análisis estadístico de los resultados obtenidos.

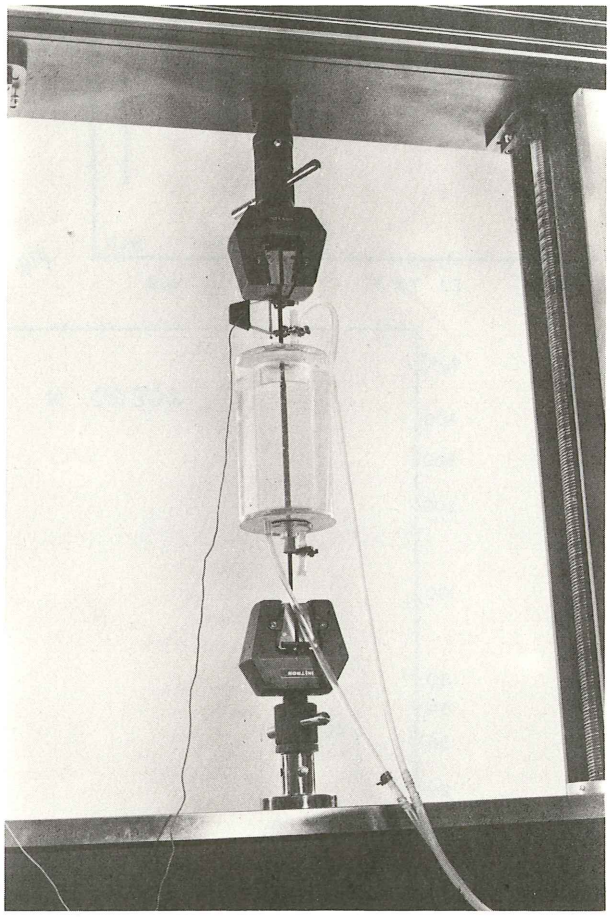


Fig. 5.

Los que escribimos este informe somos de la opinión que el ensayo de tracción lenta tiene un gran porvenir como ensayo standard para caracterizar la susceptibilidad de un material frente a la fragilización por hidrógeno. El efecto fragilizante del hidrógeno en este ensayo, se mide cualitativamente por las facies de rotura de las muestras y cuantitativamente por la pérdida de estricción y la carga de rotura referidos al material virgen. En la Fig. 5 se ve una fotografía del montaje de la célula de corrosión en la máquina de tracción. La Fig. 6

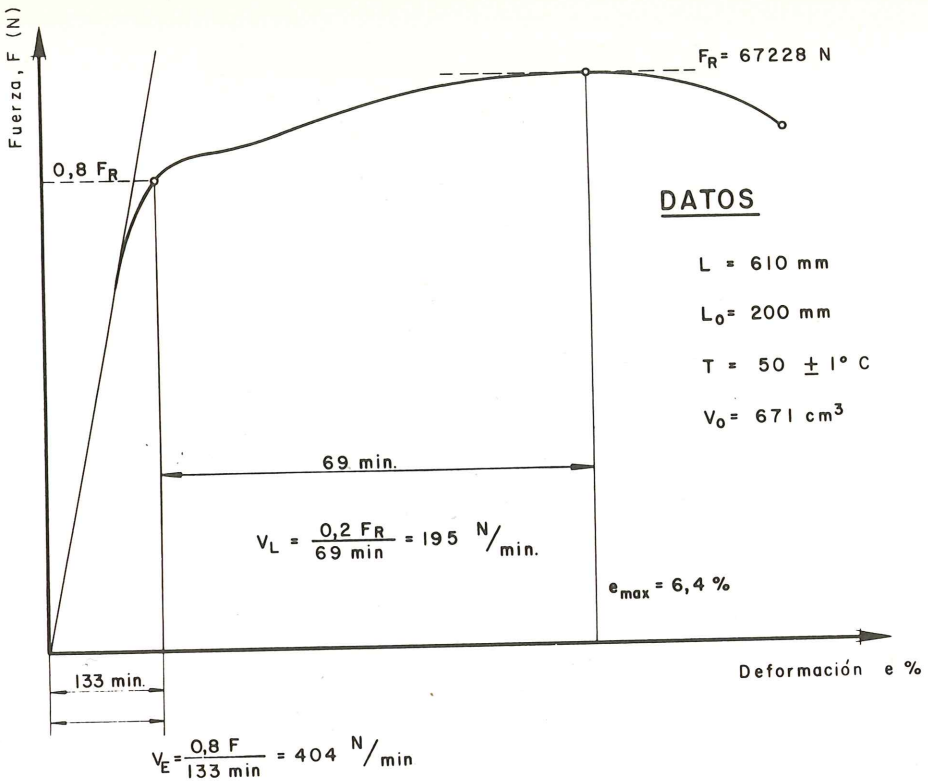


Fig. 6.

representa una curva de tracción lenta con las velocidades de carga adecuadas para el acero F simplemente con agua a 50ºC.

La Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid, La Shinko Wire Ltd y el Laboratorio Central son los únicos Laboratorios que han realizado este ensayo. Según se desprende de los resultados presentados (2), el valor $\frac{Z}{Z_O}$, es decir, la relación de estricciones obtenidas después del ensayo de tracción lenta con tiocianato y la original, es inferior a 0,2 y la pérdida de fuerza oscila entre 3,2 y 15 por 100. El Laboratorio Central también ha ensayado el acero K, obteniendo los siguientes resultados, media de cinco ensayos, $Z/Z_O = 0,086$ y para la pérdida de fuerza, PF = 6,7 por 100. Hacemos notar que la pérdida de fuerza en este acero se agrupa alrededor de 3 por 100 y de pronto salen valores altísimos. Esto concuerda con los tiempos de rotura obtenidos en el ensayo de fatiga estática.

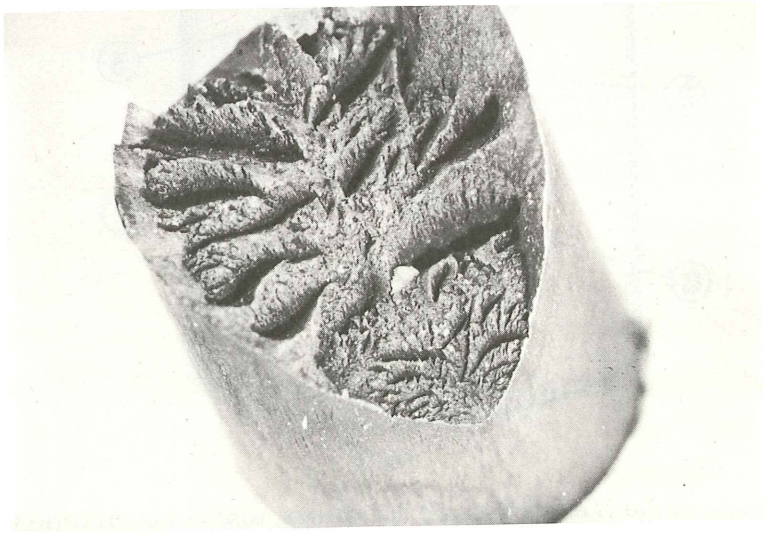


Fig. 7 (a).

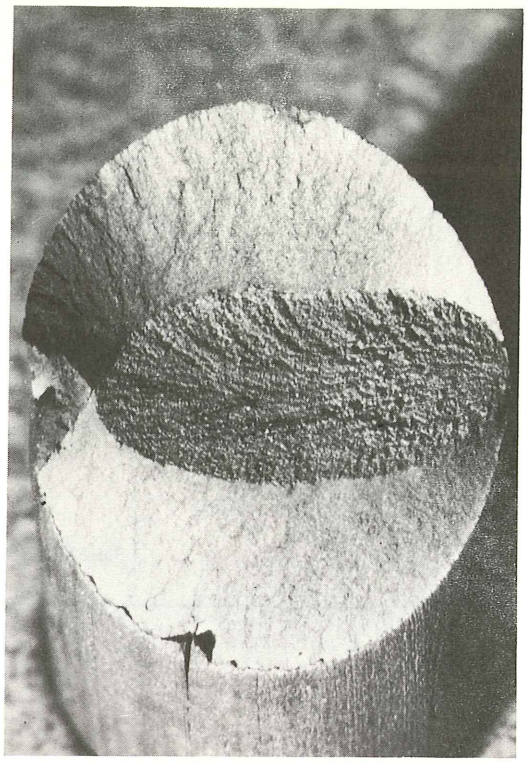


Fig. 7 (b).

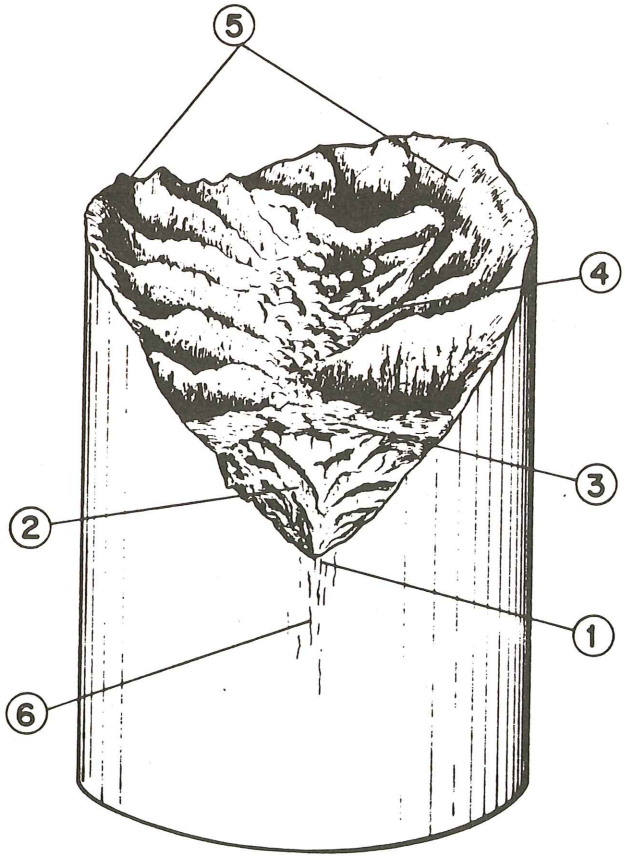


Fig. 8

En cuanto al estudio fractográfico de las roturas, solo el Laboratorio Central ha presentado resultados. La rotura que se obtiene en un ensayo de fatiga estática con tiocianato

amónico se puede ver en la Fig. 7. La estricción del alambre es prácticamente cero, es decir, completamente frágil desde un punto de vista macroscópico. Así mismo se observa que según sea la naturaleza del acero, la forma de rotura es distinta. En el croquis de la Fig. 8 detallamos las etapas de fisuración del alambre F. La fisuración del acero K es algo distinta. La microestructura tiene un papel decisivo en la fisuración.

La Fig. 9 representa la rotura completamente dúctil que se obtiene en un ensayo de tracción lenta con agua a 50°C del acero F; sin embargo, cuando en el agua hay especies fragilizantes (NH_4SCN), el acero se pica localmente y debido a la lentitud de la subida de la carga, el hidrógeno tiene tiempo de difundir preferentemente a aquellos puntos que representan estados complejos de tensión. El resultado es una rotura frágil como en el ensayo de fatiga estática con las dimensiones de las etapas cambiadas. La parte de análisis estadístico remitimos al lector a la referencia (2).

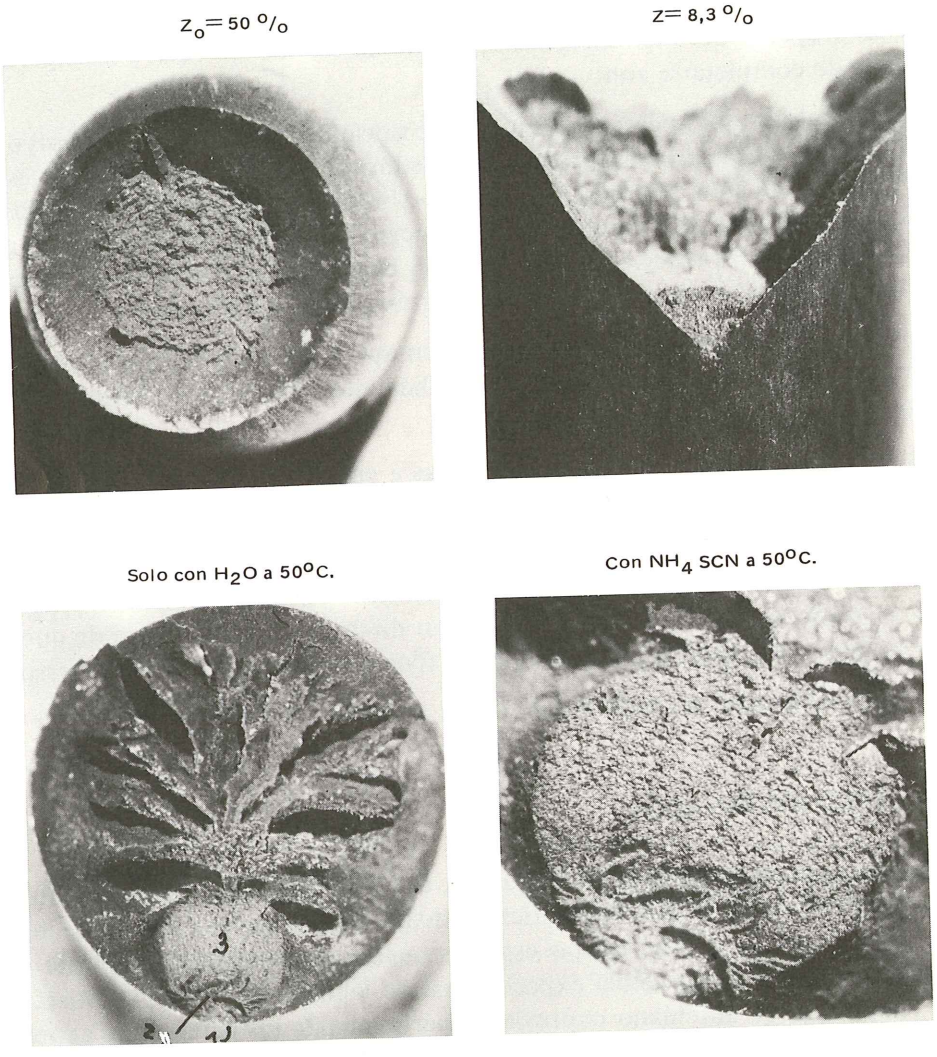


Fig. 9.— Roturas obtenidas con el ensayo de tracción lenta. Medio agresivo NH_4SCN al 20 por 100 y 50°C.

CONCLUSIONES

Las conclusiones enumeradas aquí, han sido presentadas al VIII CONGRESO MUNDIAL de la F.I.P. y aprobadas con el asentimiento de todos los participantes. Las más importantes son:

I.– El objetivo prioritario ha sido definir un ensayo reproducible, fácil de ejecutar y suficientemente representativo de los fenómenos que desempeñan un papel decisivo en las roturas por corrosión bajo tensión y de esta manera poder detectar aquellos productos cuyo empleo en la práctica implicaría riesgos notables.

II.– El ensayo con tiocianato amónico, en la forma que ha sido utilizado en la investigación conjunta es el único que cumple por el momento las condiciones descritas en el punto I.

III.– El proyecto del método de ensayo que ha servido de base a la experimentación conjunta debe de completarse con:

a) Un preámbulo que diga que el ensayo de tiocianato amónico es un ensayo de fragilización por hidrógeno no representativo de los medios agresivos a los que está expuesta la armadura en la práctica, sin embargo sí representa el comportamiento de una armadura de pretensado frente a la fragilización por hidrógeno que penetra en el acero en el curso de las reacciones de corrosión bajo tensión el cual es un factor determinante en la resistencia a la corrosión bajo tensión de las armaduras.

b) Una descripción precisa del método de ensayo y de acuerdo con el anexo II del informe 77 M/D 14743/BON/HKV (31 Diciembre 1977) del "Metaalinstitut" TNO (Apeldoorn - Países Bajos).

c) Fijación del número mínimo de probetas a ensayar que caracterice a una muestra. De momento se fija en doce.

d) Los resultados obtenidos se representarán en un diagrama "Gauss Logarítmico".

IV.– El proyecto de norma con el ensayo de tiocianato amónico debe de aplicarse ampliamente, es decir, en muchos organismos y con diferentes aceros, antes de que se puedan fijar los criterios de evaluaciones de los resultados y las prescripciones correspondientes.

V.– El proceso que ha dado lugar a este proyecto de norma debe de ser publicado.

CONSIDERACIONES FINALES

La propia corrosión, sin tensión mecánica, es ya un fenómeno terriblemente complicado, pues en ella intervienen toda la cinética electroquímica agravada con el efecto catalítico de la superficie metálica y el de ciertas especies químicas circundantes durante el proceso. Cuando el investigador en su célula experimental de laboratorio aplica la teoría para comprenderla, es porque de antemano controla en cierta medida los parámetros experimentales. En la corrosión bajo tensión, como indica su nombre, interviene además la variable tensión mecánica focalizando la reacción electroquímica a dimensiones atómicas y complicando el problema hasta el punto de que no existe hasta el momento una teoría que la explique.

La c.b.t. es una especie de cáncer de la pieza metálica y, de la misma manera, un reto a los investigadores de toda la humanidad en este campo. En todos los países más avanzados tecnológicamente tienen el acicate de este problema y dedican fuertes sumas de dinero para intentar resolverlo. La posible resolución requiere de antemano una colaboración entre especialistas interdisciplinarios (electroquímicos, metalurgistas, microanalistas, especialistas en

fractura, etc.) pues de lo contrario puede ocurrir lo de la fábula india cuando unos ciegos se encuentran a un elefante por primera vez y tratan de describirlo.

Por ello, pretender que con un simple ensayo de laboratorio se caracterice a toda la feno - menología de la c.b.t. que se dá en la práctica presupone no tener una base racional del problema. Por otra parte tampoco se puede adoptar la postura pesimista y decir que todo lo que se hace en el Laboratorio no tiene nada que ver con la realidad. Lo que hoy se sabe la de corr. b.t. es gracias a los esfuerzos de los ensayos de laboratorios y es bastante más que hace algunos años. En las roturas por c.b.t. que se dan en la práctica, está demostrado científicamente que el hidrógeno penetrado en el acero como consecuencia de las reacciones de corrosión es el factor determinante que produce las mismas. Por lo tanto hay que valorar positivamente el esfuerzo realizado por los investigadores que han conducido al ensayo de tiocianato amónico para predecir el comportamiento de un acero de pretensado frente a la fragilización por hidrógeno, pero dejando las puertas abiertas a otros ensayos que den una información complementaria.

Nuestra experiencia nos induce a pensar que deberían de enfocarse los esfuerzos en hacer dos clases de ensayos; uno para medir la calidad de la piel (resistencia a la simple corrosión) y otros a valorar lo que pasa debajo de la piel del acero, es decir, la propia naturaleza del acero.

Por último creemos que sería de gran utilidad para relacionar la realidad con el laboratorio, que todos los fabricantes de aceros, constructores y centros de investigación elaborasen un plan de acción conjunto consistente en anotar y hacer público los detalles de los fallos de c.b.t. que se presentan en la práctica. Sólo de esta manera creemos que puede tener éxito el esfuerzo de los investigadores en este rompecabezas de la c.b.t.

REFERENCIAS

1.- FIP-RILEM-CEB Joint Committee Work group on "Corrosion of Prestressing Reinforcements". Review of 1970-1975 activities. Presented by Mrs. Brachet, Reporter. Laboratoire Central del Ponts et Chaussées. PARIS CEDEX 15. FRANCIA

2.- FIP, Commission "Aciers". Comité ad hoc nº 7, Essais de resistance a la corrosión sous tension. Rapport de presentation des résultats de l'experimentation 1977-1978 Laboratoire Central del Ponts et Chaussées. PARIS CEDEX 15. FRANCIA.

3.- FIP EIGHTH CONGRESS PROCEEDINGS: PAR 2. COMMISSION ON PRESTRESSING STEELS AND SYSTEMS, Mayo 1978. LONDRES.

Aportes a la normativa de pretensado en centrales nucleares.

Por: Alberto Vives Escuder.
Ingeniero de la Dirección de Obra
de la Central Nuclear de Ascó

1.0 PROPOSITO Y ALCANCE

El propósito de esta comunicación es aportar las experiencias técnicas vividas y recogidas en cinco años durante el proceso de actividades desarrolladas en la construcción del Edificio de Contención de la Central Nuclear de Ascó (Tarragona), a fin de que esta experiencia junto con las de otros, aporten y aclaren criterios para establecer recomendaciones para una normativa de Pretensado en la construcción de Centrales Nucleares.

La Instrucción Española actual, no cubre aspectos importantes de este tipo de construcciones, y los que intervenimos nos vemos en la necesidad de recurrir a normas extranjeras, lo que en muchas ocasiones provoca situaciones de conflictividad, difíciles y laboriosas de resolver.

Mi propósito, pretende, que en algún momento, se tenga una Instrucción Española, que cubra este campo y que sirva de patrón de referencia, para la homologación de los diversos sistemas de Pretensado, que se proponen, y además contribuya a liberarnos de una dependencia técnica extranjera y al desarrollo de la tecnología e Industria Española, ya que con lo realizado hasta ahora está en una posición de franco desarrollo y perfeccionamiento, y puede alcanzar un rango de igualdad con las mejores técnicas extranjeras.

El alcance de esta comunicación es dejar constancia de estas experiencias y reflexiones aspirando a que algunas de ellas sean aprovechables y contribuyan a la capitalización de la experiencia.

2.0 LA CONSTRUCCION DE CENTRALES NUCLEARES

En un coloquio del Forum Atómico Español, se dijo, que nuestro país, tiene un necesario programa de generación de energía de origen nuclear, que plantea un verdadero desafío a todas las Instituciones Profesionales e Industriales implicadas, que precisan captar, comprender, adoptar y llevar a cabo, un programa de diseño, producción y control con una calidad demostrada objetiva y debidamente documentada.

En la construcción de Centrales Nucleares, el criterio de Calidad se presenta con unos aspectos diferentes de los tradicionales, lo que obliga a los que intervienen, a tomar una actitud nueva y más científica. Esta actitud frente a la calidad es lo que caracteriza la construc-

ción Nuclear. Esta diferencia radica esencialmente en efectuar además del Control de Calidad, una Garantía de Calidad.

2.1 PERSPECTIVAS

Para el desarrollo y crecimiento del País, hace falta constantemente incrementar la capacidad de generación de Energía. Una posibilidad factible inmediata y a medio plazo es la generación de Energía de origen nuclear. Podrían y ya se vislumbran, a largo plazo, otras alternativas, las que necesitarían técnicas similares de construcción más avanzadas a las que se usan actualmente en centrales Nucleares. Todo lo que se progrese en este sentido actualmente serviría para desarrollar las técnicas del futuro, mucho más que la actitud tradicional.

La formulación de unas recomendaciones de Pretensado para Centrales Nucleares significaría la consolidación a rango nacional de este avance, que no debe perderse, y que serviría de base para nuevos progresos.

En el conjunto de todas las construcciones nucleares que se hacen actualmente, colaboran gran cantidad de personas que van adquiriendo una nueva modalidad de trabajo y una actitud de actuación distinta a la tradicional.*

3.0 SIGNIFICADO DE LA CONSTRUCCION NUCLEAR Y SU IMPACTO EN LA TECNOLOGIA ESPAÑOLA

La construcción Nuclear se caracteriza, por su rigor y su expresión lógica en todo el proceso de concepción, realización, explotación y mantenimiento. Pero el proceso lógico de demostración y documentación, es quizás, en estos momentos único.

Los métodos usados en la construcción nuclear, sin afán de crítica, podrían servir para formar una actitud diferente y más rigurosa frente al hecho constructivo.

Las empresas de construcción, montaje, de suministro de materiales y equipos, han tenido que adaptar ciertas de sus modalidades a las exigencias de la construcción nuclear. En su seno han tenido que crear, ampliar o adaptar, un departamento de garantía de calidad y ampliar o crear laboratorios especiales.

Muchos de los que trabajamos en la construcción de Centrales Nucleares hemos tenido que realizar trabajos y estudios, en centros y laboratorios extranjeros para aprender y perfeccionarnos en nuevas técnicas, lo que hace que en el presente y en el futuro podamos colaborar al enriquecimiento e independencia de la Técnica Española.

Un significado de lo dicho anteriormente es el caso del sistema pretensado de la Central Nuclear de Ascó.

En un principio se previó que solamente un 50 ó 60 por 100 de los componentes del pretensado serían de origen español, y con esfuerzo y perseverancia se ha podido llegar a la actualidad que la participación nacional casi es el 90 por 100, dándose el caso de que muchos de los componentes se exportan para obras similares a países extranjeros. Creemos que con esfuerzo y tesón continuado se podría llegar en un futuro inmediato a casi el 100 por 100.

Este es el impacto en la tecnología española.

4.0 EL PRETENSADO EN LAS CENTRALES NUCLEARES

En general, en las Centrales Nucleares, es Pretensado el Edificio de Contención.

(*) No quisiera decir con esto que son mejores y saben más, sino que adoptan otra actitud.

El Edificio de Contención alberga en su interior, principalmente el Reactor nuclear y los generadores de Vapor, con todos los componentes del Circuito Primario. Está diseñado con vistas a la presión interna que pueda ocurrir en el caso del LOCA (accidente de pérdida del agente refrigerante del reactor) junto con las solicitaciones del entorno físico y accidentales. Puesto que la presión interna en caso de accidente (aprox. 4 bares), podría inducir altas tensiones de tracción en el hormigón, los contenedores deben ser o fuertemente armados (Almaraz) o pretensados o ambos (Ascó, Lemoniz), en orden a satisfacer sus requerimientos funcionales.

Aparece en forma lógica utilizar en plenitud la alta resistencia del hormigón usado (min. 400 Kg/cm^2), utilizando la técnica del pretensado.

Las ventajas de los contenedores de Hormigón Pretensado, son numerosas, incluyendo:

Reducción considerable de las fisuras, si no completamente evitadas. Uso más eficaz del hormigón y de la forma en que es más apto. La alta resistencia del acero de pretensado reduce en varias veces la cantidad requerida de armadura convencional, con lo cual a su vez se elimina en parte la congestión de armaduras, que dificulta la colocación del hormigón.

Ya que el objetivo primario del pretensado es neutralizar las fuerzas de tracción inducidas por el accidente de presión, el mejor Sistema de Pretensado debería proveer una presión externa distribuida de forma similar a la de la presión interna. Así los esfuerzos resultantes durante el LOCA no serían de tracción, y al cesar el accidente el contenedor llegaría a su estado tensional inicial.

4.1 CARACTERISTICAS GENERALES Y MAGNITUD (Fotografías 1 y 2)

El Edificio de Contención es un cilindro vertical recto, sobre una base plana. La cubierta es una cúpula, que en nuestro caso es tórico-esférica, pero que en otras es esférica o elíptica. Más arriba del arranque de la cúpula hay un anillo de refuerzo y que sirve de anclaje a los tendones de la cúpula. Por la parte exterior del manto cilíndrico hay en nuestro caso tres contrafuertes a 120º, para el anclaje de los tendones horizontales. En la parte superior de la viga anillo hay una zona plana, y por debajo de la base de cimentación hay una galería anular, que sirve para el anclaje de los tendones verticales.

En el manto cilíndrico hay gran cantidad de conductos circulares de diversas dimensiones, desde unos 30 cms. hasta 6 metros de diámetro. Hay además gran cantidad de embebidos para distintos soportes. Todos estos elementos adicionales, condicionan en gran parte la trayectoria de los tendones. (Fig. 3).

Las dimensiones principales son las siguientes: (Fig. 1)

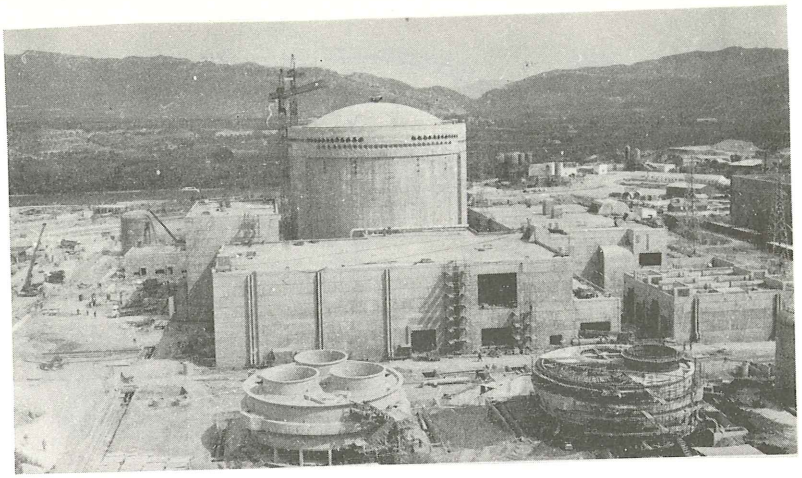
Diámetro interior del cilindro 40 metros.
Espesor de muros, 1,15 m. Saliente de los contrafuertes 85 cms.
Espesor de la cúpula en la parte esférica 1 m.
Altura total, desde la parte superior de la base hasta la cúspide de la cúpula 60 m.
Volumen interior aproximado 60.000 m^3.

El pretensado del contenedor está compuesto por tres sistemas de tendones:

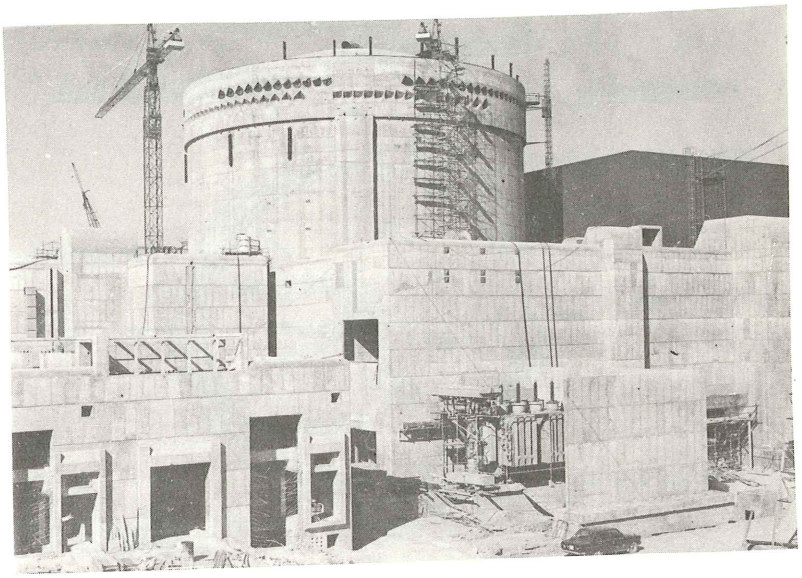
Sistema vertical, desde el fondo de la base hasta la cara superior del anillo.

Sistema horizontal, formado por tendones de 240º de tal manera que cada tres tendones se completan dos anillos y se anclan en los contrafuertes.

Sistema de la cúpula, formado por tres haces, orientados a 120º cada uno de ellos con



Fotografía 1



Fotografía 2

respecto al otro, situados en un plano vertical y anclados en la cara vertical de la viga anillo superior. (Fig. 2)

En general la distancia de eje a eje de tendones no debe ser mayor de 1,20 m. ni menor de 30 cm. La separación de los bordes de penetraciones y huecos debe ser como mínimo de 30 cm.

Los niveles de Tensado efectivo final, después de considerar todas las pérdidas instantáneas, la fluencia con el tiempo del hormigón y el relajamiento del cable son los siguientes:

Tendones verticales 470 Ton/ml.
Tendones horizontales 930 Ton/ml.
Tendones de la cúpula 460 Ton/ml.

Todo el sistema debe ser revisable durante toda la vida de la central de acuerdo a un programa de vigilancia, para comprobar el que se mantengan las condiciones de tensado prescritas en el diseño.

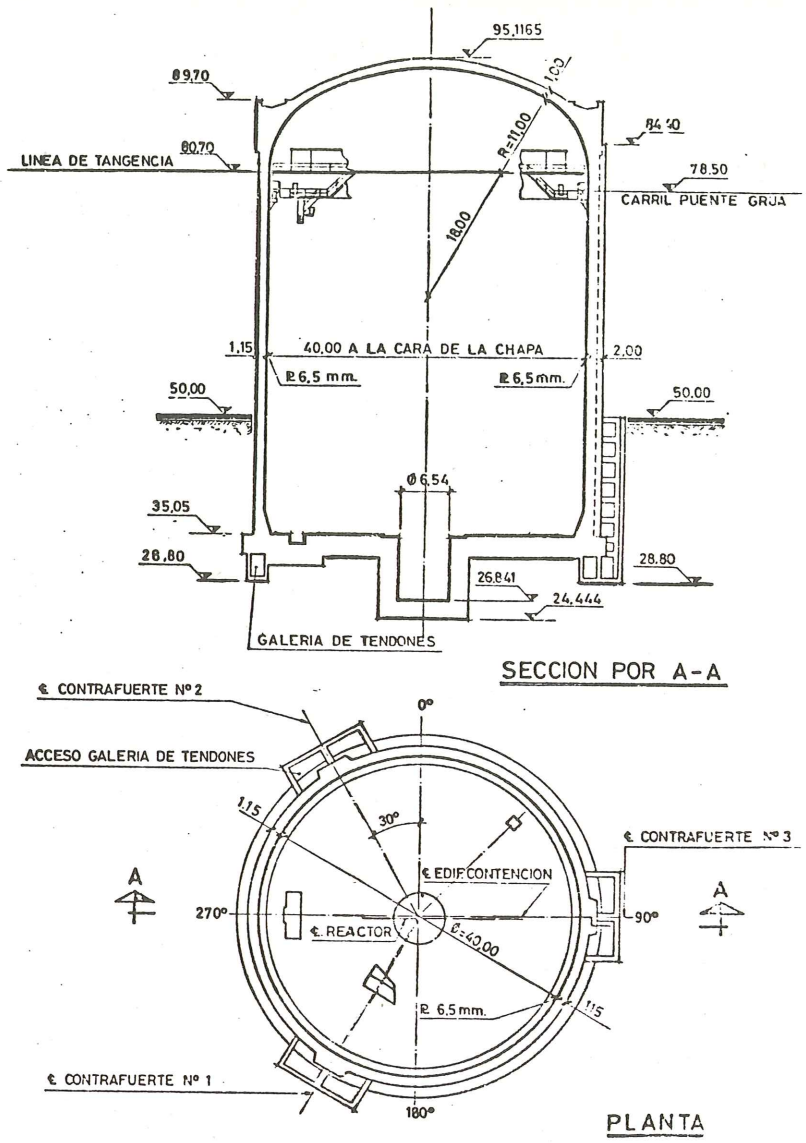

95,1165
89,70
80,70
LINEA DE TANGENCIA
84,40
78,50
CARRIL PUENTE GRUA
R=11,00
18,00
1,15
40,00 A LA CARA DE LA CHAPA
2,00
ℓ 6,5 mm.
ℓ 6,5 mm.
50,00
50,00
Ø 6,54
35,05
28,80
28,80
26,841
24,444
GALERIA DE TENDONES
SECCION POR A-A
℄ CONTRAFUERTE Nº 2
ACCESO GALERIA DE TENDONES
0°
1,15
30°
℄ CONTRAFUERTE Nº 3
A
A
℄ EDIF. CONTENCION
270°
90°
℄ REACTOR
R=40,00
ℓ 6,5 mm.
1,15
℄ CONTRAFUERTE Nº 1
180°
PLANTA

Fig. 1.

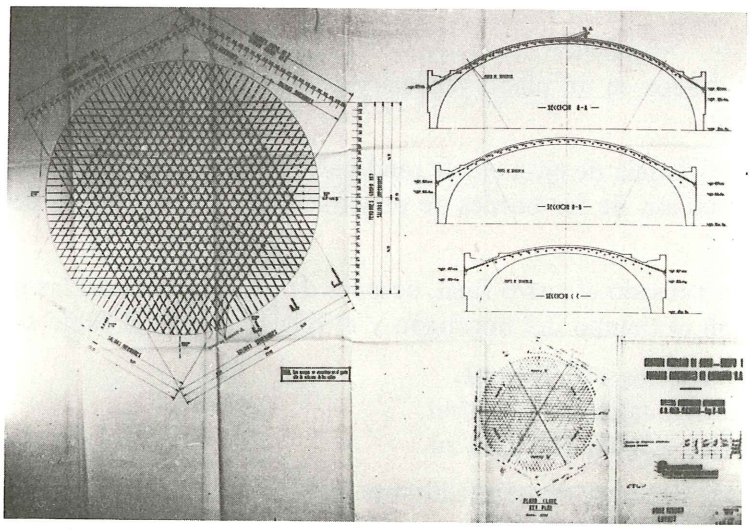


Fig. 2.

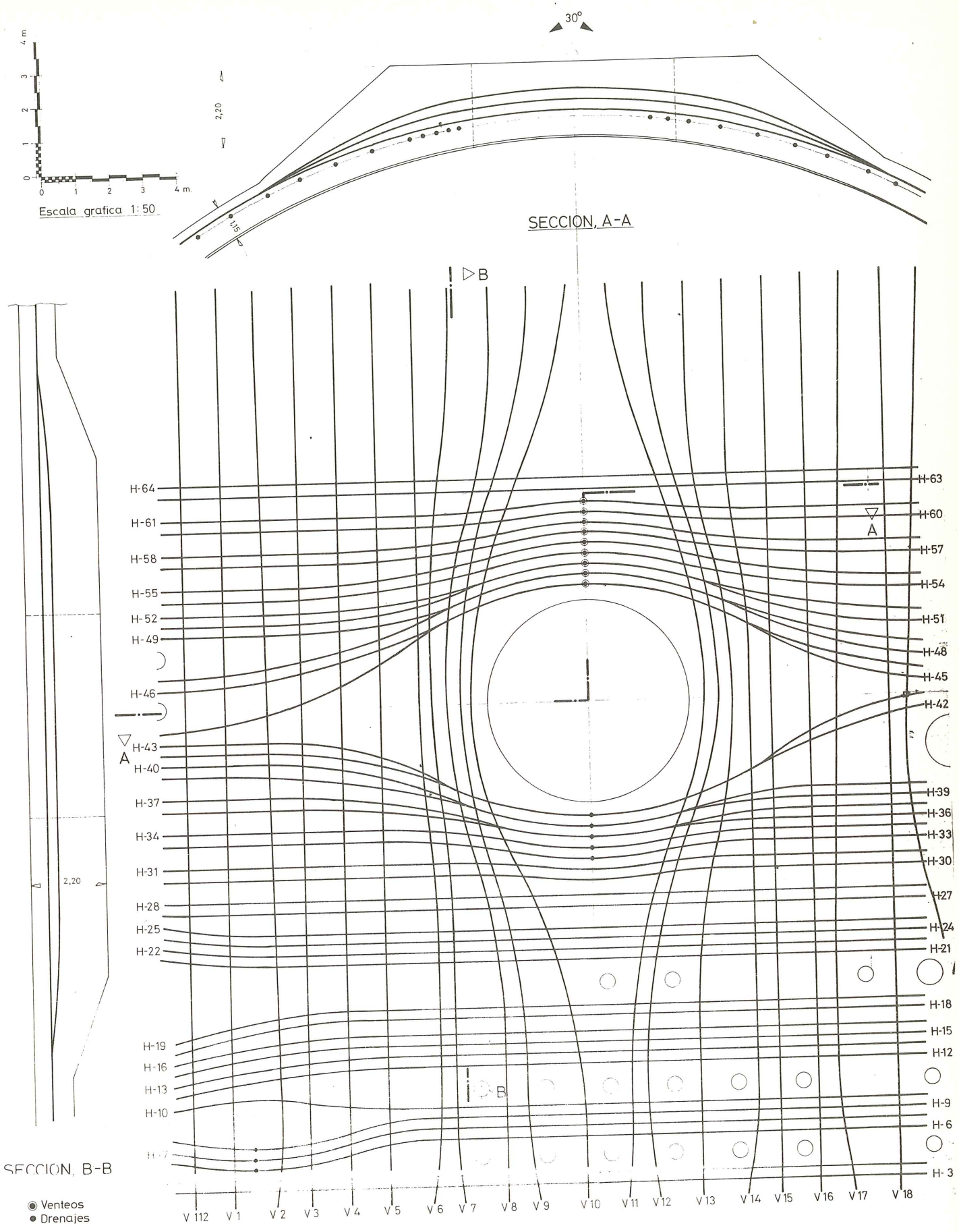

30°
4 m
3
2
1
0
0 1 2 3 4 m
Escala grafica 1:50
2,20
1,15
SECCION, A-A
B
A
H-64
H-61
H-58
H-55
H-52
H-49
H-46
H-43
H-40
H-37
H-34
H-31
H-28
H-25
H-22
H-19
H-16
H-13
H-10
H-63
H-60
H-57
H-54
H-51
H-48
H-45
H-42
H-39
H-36
H-33
H-30
H-27
H-24
H-21
H-18
H-15
H-12
H-9
H-6
H- 3
V 112
V 1
V 2
V 3
V 4
V 5
V 6
V 7
V 8
V 9
V 10
V 11
V 12
V 13
V 14
V 15
V 16
V 17
V 18
2,20
SECCION, B-B
Venteos
Drenajes

Fig. 3

5.0 ASPECTOS GENERALES DE LA CALIDAD DEL PRETENSADO

El Pretensado del edificio de Contención está incluído en la Clase Nuclear I y Clase sísmica I, por tanto es de importancia fundamental para la seguridad de la Central, y en consecuencia le son aplicables todas las exigencias rigurosas de Garantía de Calidad.

Garantía de Calidad, comprende toda la planificación de acciones sistemáticas necesarias para proporcionar la suficiente confianza de que una estructura, sistema o componentes, se comportará satisfactoriamente durante su servicio.

La calidad debe ser *concebida y expresada* en el proyecto, de manera de que se cumplan en forma segura todas las funciones atribuídas y se de satisfacción a las necesidades.

La calidad debe ser *obtenida* durante todo el proceso de construcción.

La calidad debe ser *constatada* durante todo el proceso de construcción.

La calidad debe ser *mantenida* durante todo el tiempo de uso.

En todas estas fases debe *demostrarse* objetivamente que la calidad requerida se ha alcanzado y esta demostración debe quedar *documentada.*

Hay que tener en cuenta, y me parece que es lo más importante, que la calidad no se alcanza porque se verifica y documenta, sinó porque las personas que intervienen saben trabajar con calidad y saben como alcanzarla.

5.1 DEFINICION DE LA CALIDAD

La Calidad puede definirse como el grado de excelencia alcanzado en la consecución de aquellas *condiciones* que influencian las *características* de un producto que hace que el producto sea *aceptable* para un uso específico.

Hay otras definiciones de calidad pero, este enunciado contiene varias palabras clave particularmente referidas a nuestro esfuerzo de calidad.

Condiciones: relacionadas al producto, a sus rasgos o grado. Estas características necesidades que tiene que satisfacer el producto.

Características: relacionadas al producto, a sus rasgos o grado. Estas características son, *cumplimiento de la función asignada, aspecto, precisión, confiabilidad, seguridad* y *durabilidad.*

Aceptable: relacionando el producto al usuario en términos de las necesidades del usuario, especificaciones, uso, etc., para el producto. Determinando la *aceptabilidad,* el usuario debe equilibrar costo y grado. Si una palabra puede seleccionarse para expresar la calidad ésta sería *aceptabilidad.*

LOS PRINCIPIOS DE LA CALIDAD QUE SE TIENEN EN CUENTA SON:

- El logro de la calidad es la responsabilidad de los individuos que realizan el trabajo.
- La Organización es responsable del control de Calidad del trabajo.
- El control de Calidad es independiente de la realización del trabajo.
- La Garantía de Calidad es una función de gestión e independiente del control de ca-

lidad, que vigila que en el desarrollo de la actividad se cumplan todas las etapas y trámites necesarios y de acuerdo al procedimiento previamente establecido, para lo cual es preciso establecer un programa de Garantía de Calidad.

Los cuatro elementos de los Principios de Calidad son básicos para el programa de calidad, y estos son:

Equilibrio
Calidad
Verificación
Documentación.

EQUILIBRAR (BALANCEAR)

Los factores:

CALIDAD

PROGRAMA

COSTO

Deben relacionarse en forma óptima. Se debe afrontar y reunir el desafío de los requerimientos, regulaciones, normas, etc., mientras se mantiene un equilibrio apropiado entre la calidad, el programa y el costo.

LA CALIDAD

Es ampliada por el esfuerzo individual trabajando como un miembro de un equipo de acuerdo con procedimientos establecidos.

Es controlada por un sistema de verificaciones, inspecciones y ensayos.

Es asegurada por verificación y documentación de las operaciones de control.

Los principios básicos de la calidad pueden ser, además expresados en los siguientes términos.

Conseguido: – Esta declaración enfatiza el esfuerzo individual y de equipo, que es la filosofía esencial (de los realizadores).

Controlado: – Esta declaración enfatiza la función de control o tareas como un sistema.

Asegurado: – Esta declaración establece que la seguridad de la calidad, en medio de otras cosas, es el resultado de verificación y documentación de las operaciones de control.

5.2. VERIFICACION DE LA CALIDAD

La calidad de ejecución se verifica a través de dos actividades principales:

La Inspección y el control de calidad.

Estas actividades relativas a los objetivos de la calidad deben ser planeadas, programadas, cumplimentadas y constatadas por un sistema de verificaciones y balances.

El patrón de comparación, es la calidad establecida en el proyecto, que debe quedar explícitamente expresada en documentos.

Debe quedar bien claro, el tipo, método, cantidad, frecuencia de los controles y criterios de aceptación.

5.3. DOCUMENTACION DE LA CALIDAD

De acuerdo a las exigencias de la Garantía de Calidad todas las acciones relativas a la calidad deben quedar documentadas y debidamente avaladas, a fin de que quede un testimonio escrito de QUE y COMO la calidad ha sido obtenida.

Esta documentación es muy detallada y parte desde el origen de la materia prima y registra todo el proceso, de fabricación, tratamiento, controles, transporte, almacenamiento, montaje, inspección, pruebas, uso en servicio, mantenimiento y vigilancia hasta el final de la vida útil de la central.

El sistema de registro de esta documentación, tiene que ser claro y debe permitir en cualquier momento el RASTREO, de cualquiera de las actividades enunciadas anteriormente. El rastreo es un criterio de seguridad americano.

Este tipo de documentación, es una de las características más singulares y complejas de la Construcción de Centrales Nucleares.

El pretensado queda afectado completamente por esta acción, y además de esta documentación exigida, tienen que hacerse unos planos que muestren claramente cómo quedó construído (Planos "As build").

6.0 CALIDAD DEL PRETENSADO

En el caso de la Central Nuclear de Ascó el proyecto de Pretensado del Contenedor realizado por la Ingeniería de la Propiedad fija la calidad en forma exigencial, lo que significa que había varias alternativas de sistemas que podían dar satisfacción a las diversas exigencias del proyecto.

Estas exigencias fundamentalmente eran las siguientes:

Conseguir un tendón que diera los niveles de tesado requeridos.

Que el hormigón detrás de los anclajes soportara con seguridad el esfuerzo solicitante.

Que la unidad tendón-anclajes soportara solicitaciones dinámicas preestablecidas en el proyecto.

Que la inyección dentro de las vainas fuera de grasa especial, con el objeto de poder verificar el estado y tensión del sistema durante la vida de la central.

Que todo el sistema fuera estanco con relación a la grasa durante la inyección en estado líquido.

Que todo el sistema de tendones fuera revisable durante los 40 años de vida atribuídos a la central.

Tolerancias máximas de ejecución.

La Propiedad eligió el Sistema Freyssinet de Postensado de las siguientes características y que daba en un principio satisfacción a las exigencias. (Fig. 4).

La unidad Tendón-anclaje, única para todo el sistema consta de:

Un cable paralelo, formado por 37 cordones de 0,6 pulgadas, en que cada cordón está formado por 7 alambres trenzados de acero de alta resistencia super-estabilizado.

De un sistema de vainas flexibles de acero.

De un cono y tubo rígido de transición entre la vaina y el anclaje.

De una placa de apoyo o reparto de 495 x 495 x 70 mm.,

De un bloque de acero perforado para el anclaje de los 37 cordones por medio de cuñas de acero.

De un cono para la inyección de la grasa.

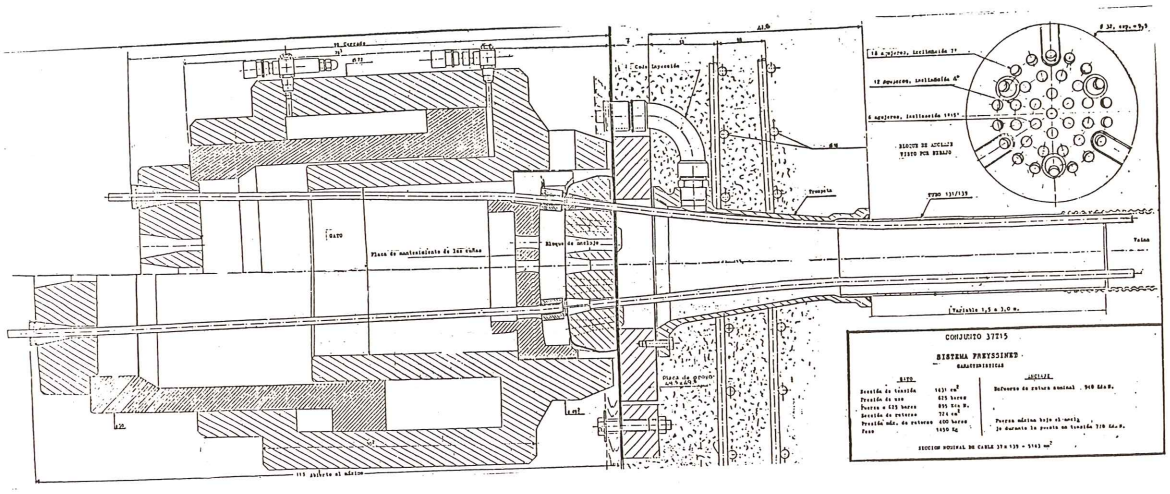


Fig. 4.

Y una caperuza exterior estanca para proteger el anclaje y las cabezas de los cordones.

Las características mecánicas del tendón son las siguientes:

Esfuerzo nominal de rotura 940 KdaN.

Fuerza máxima bajo el anclaje durante la puesta en tensión 770 KdaN.

Sección nominal del cable 5143 mm^2.

Con estas características resultó el siguiente número de tendones: (Fig. 5).

Sistema Vertical	112 tendones
Sistema Horizontal	132 tendones
Sistema Cúpula	84 tendones

lo que da un total de 656 unidades de anclaje.

6.1 CALIDAD DEL SISTEMA

La calidad del Sistema Freyssinet, establecida de acuerdo a dar satisfacción a las exigencias, tenía que ser demostrada en forma objetiva, por cálculos, notas técnicas y planos y

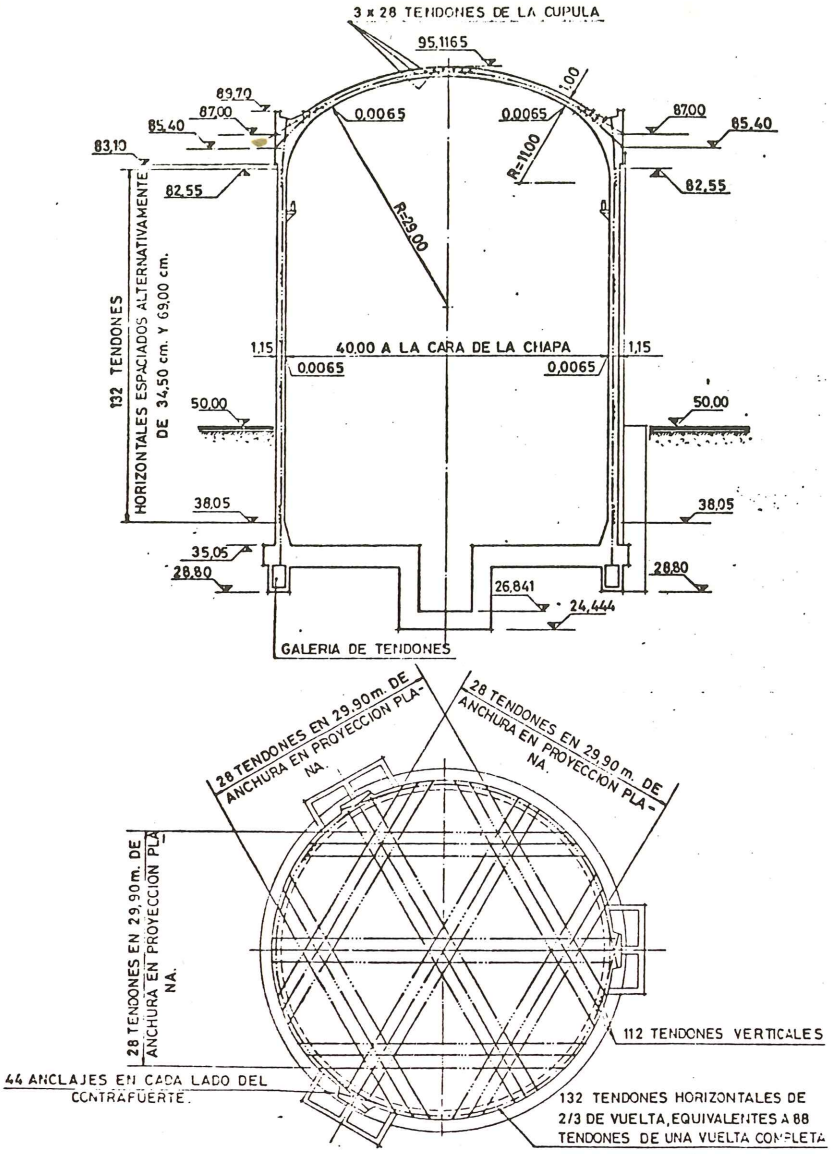


Fig. 5.

a través de ensayos, que tenían que ser aprobados por la Propiedad a través de sus Ingenierías.

Tenía que presentar un Manual y un Programa de Garantía de Calidad.

La central nuclear de Ascó, no es prototitpo, sinó que tiene una central de referencia, la de Farley (Alabama U.S.A.) y el postensado de aquella central no es el sistema Freyssinet. Por tanto los ensayos del sistema fueron muy rigurosos consistiendo, en líneas generales, en ensayos Estáticos y Dinámicos a baja y alta frecuencia. En general se querían verificar tres cosas importantes sobre el sistema:

1º Que la placa de apoyo de dimensiones menores que las de Farley, no indujera detrás de ella, durante el tesado tensiones al hormigón que lo pudiera agrietar, bajo acciones estáticas y dinámicas.

2º Que los cordones periféricos no se dañasen bajo la acción dinámica, debido a la desviación de 7 grados que tenían a la entrada del cono de transición.

3º Que el sistema era estanco a la inyección de grasa. (El Sistema Freyssinet usa normalmente inyección de mortero).

Los resultados de los laboratorios y diversos ensayos, que se efectuaron en laboratorios de Francia y Alemania fueron satisfactorios.

Después de este proceso quedó comprobada la calidad del sistema.

6.2 CALIDAD DE LOS COMPONENTES

Cada uno de los componentes del sistema ha seguido el mismo proceso de establecimiento de calidad, debiéndose efectuar ensayos para poder establecer la calidad definitiva.

Cada componente tiene su plano, su especificación y su control de calidad e inspección.

A todos los componentes se les sigue el rastro minuciosamente, y todo el proceso, desde la materia prima hasta que llega elaborado a obra, tiene que ser inspeccionado y documentado.

La documentación es extensísima y cubre todos los aspectos que afectan a la calidad; la enumeración sola sin descripciones, rebasaría los límites de esta comunicación.

6.3 CALIDAD DE LAS ACTIVIDADES DE REALIZACION

Todas las actividades de ejecución en obra están sujetas al mismo rigor y no puede realizarse ninguna de ellas, sin que exista un procedimiento autorizado por la Ingeniería, y siempre con el requisito imprescindible de que quede documentado.

Además de los planos y procedimientos están emitidos los tres documentos esenciales:

Secuencia de tesado, muy rigurosa, que comprende el enfilado, tesado e inyección, y el registro y documentación correspondiente.

Manual de Control de Calidad de las operaciones.

Manual de operación en obra, con las mismas características de exigencias de Garantía de Calidad.

Se está preparando y se va a realizar de inmediato un ensayo general tamaño natural, en el mismo contenedor, de las operaciones completas en tres tendones horizontales en el que se va a ver:

Operación factible del equipo y de los operarios.

Enfilado, Tesado e inyección de grasa.

Lift-off, sacado de un cordón ya tensado, reenfilado y retesado.

Comprobación de los coeficientes de roce y pérdidas en el tesado.

Después de este proceso quedará fijada la calidad y condiciones definitivas de ejecución.

6.4 SERVICIO Y DURABILIDAD

Para la comprobación de la calidad durante la vida de la central se ha emitido un Programa de vigilancia, en el que se establecen inspecciones y controles de tendones, elegidos al azar. Este programa se realizará durante toda la vida de la central bajo las condiciones y frecuencia que establece el proyecto y que se refleja en el Programa de vigilancia.

7.0 ACCIONES POSIBLES A TOMAR A ESCALA NACIONAL

Frente a la magnitud, importancia y responsabilidad que tiene el pretensado en la construcción de Centrales Nucleares, creo preciso y necesario que deberían tomarse algunas acciones a escala nacional, a fin de que esta extraordinaria y emocionante experiencia, vivida por tantos profesionales españoles, pueda ser capitalizada en beneficio del país, y no sólo para las construcciones nucleares, sino para todas las grandes obras civiles que se realizan y deben realizarse en el futuro.

El problema de la calidad, es siempre conflictivo y confuso. Prima muchas veces sobre él, el costo y el programa. Bien pensados y bien calculados estos tres factores no son incompatibles. Pero, eso sí, la calidad implica muchas cosas que se deben cumplir:

VOLUNTAD FIRME DE OBTENERLA
CONOCIMIENTOS SUFICIENTES Y CONSTANTE ADIESTRAMIENTO
RAZONAMIENTO ORDENADO Y PLANEADO CON ANTELACION
CLARIDAD Y OBJETIVIDAD EN LA FIJACION DE LA CALIDAD REQUERIDA
RESPETO POR LA TECNICA Y EL METODO CIENTIFICO.

Unas recomendaciones, para después formular una norma, podría ser un primer paso, y en el futuro se podrían evitar muchas de las vicisitudes y entredichos que se han producido en este campo.

Sugiero que se podrían emprender las acciones que propongo a continuación:

7.1 FORMACION DE UN COMITE DE ESTUDIO EN A.T.E.P.

Debería formarse dentro del seno de la ATEP un comité que estudiara unas recomendaciones para el pretensado en el edificio de contención, con el fin de impulsar la Tecnología Española y capitalizar la experiencia y avances adquiridos en este campo de construcciones tan singulares y especializadas.

Debemos procurar importar el mínimo de tecnología y tender en un futuro próximo a explotarla, esto es un esfuerzo de todos y el capitalizador y propulsor puede ser ATEP.

7.2 COLABORACION CON OTROS ORGANISMOS NACIONALES

Hay muchos Organismos Nacionales implicados y preocupados en estas técnicas. Desde la Administración, la JEN, las empresas eléctricas propietarias, pasando por toda la gama de Profesionales hasta los fabricantes de componentes.

Es preciso establecer una cooperación para conseguir que lo que se haga sea una obra de todos.

7.3 CURSILLOS DE DIVULGACION Y ADIESTRAMIENTO

Considero muy conveniente que se pudieran organizar cursillos y conferencias de divulgación de las experiencias adquiridas, y que se hicieran cursillos de adiestramiento sobre todo para inspectores y controladores de calidad, a fin de obtener una mayor eficacia en estas acciones.

7.4 RECOPILACION DE EXPERIENCIAS

Hay muchos profesionales que han vivido y están viviendo este proceso del pretensado en centrales Nucleares. Es preciso que esta valiosa experiencia no se pierda para la colectividad, que pueda ser recogida, analizada, ordenada y entregada para su conocimiento y su uso en el país.

Imagínense, que cualquiera de nosotros que ha trabajado y trabaja en este campo, hubiese podido leer y estudiar las experiencias de otros en casos parecidos; cuantos pasos, titubeos y errores nos habríamos ahorrado.

Yo ruego que todos los que trabajan en este campo del pretensado expongan sus experiencias y sus inquietudes y creo que en la revista de ATEP tendrían buena acogida.

Admiro a los hombres dirigentes y colaboradores de ATEP, por la gran labor desarrollada de gran calidad científica y técnica, y es admirable ver a través de su revista las grandes obras y avances que se hacen en España en Pretensado.

Deseo ofrecer mi modesta y sincera colaboración y me sentiría muy honrado de que diera sus frutos.

591-2-131

El viaducto de Serin.

Por: C. Alvarez Penalva

0. ANTECEDENTES

Dentro de las obras de fábrica que ha habido que ejecutar para la construcción por parte de la Dirección de Obras e Instalaciones de Renfe, de la doble vía Gijón - Pola de Lena. destaca por su importancia y dificultad el Viaducto de Serín.

Se trata del viaducto que debe salvar la vaguada donde se desarrolla el nudo de Serín, de la autopista Y asturiana, que une las poblaciones de Oviedo, Gijón y Avilés. En dicho nudo se enlazan los tres ramales de la autopista. El viaducto por lo tanto debe de salvar las calzadas de Gijón a Avilés, de Oviedo a Avilés, de Avilés a Gijón y de Avilés a Oviedo, además de dos carreteras de menor importancia, una comarcal y otra de la Diputación.

Inicialmente se previó hacer un viaducto de simple vía, utilizando para la otra vía, el antiguo puente de piedra ya existente y que se venía empleando hasta ahora. Sin embargo una curva a la entrada de este puente impedía desarrollar la velocidad máxima de proyecto, fijada definitivamente en 130 km/h.

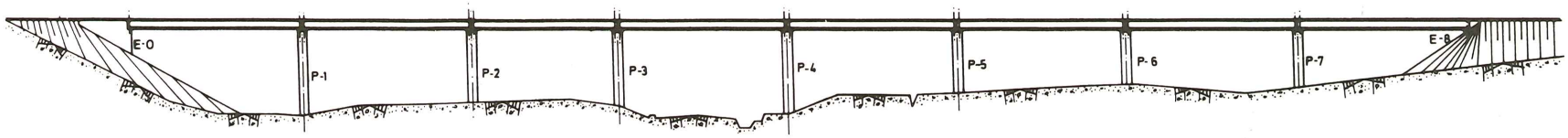
Por lo tanto, se decidió construir un tablero para doble vía, con un radio en planta de 900 m. que permite holgadamente desarrollar dicha velocidad. En alzado la vía tiene una pendiente de Oviedo a Gijón de 13 milésimas.

El viaducto está constituído por ocho vanos de 42,15 m de luz entre ejes, salvo el vano 3 que tiene una luz de 36,60 m. (Fig. 1).

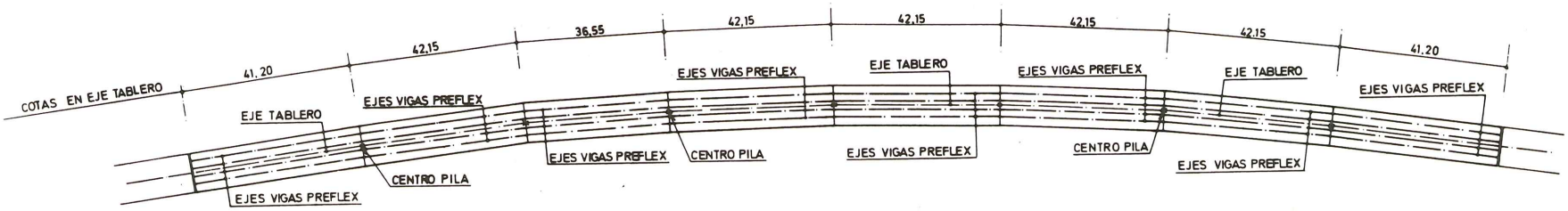
Las dificultades que surgieron para la construcción del viaducto se produjeron porque el proyecto, aunque contemplaba la presencia de la autopista, preveía su ejecución antes que la puesta en servicio de la misma.

Sin embargo, aunque la construcción de la autopista se retrasó mucho tiempo, se puso en servicio bastante antes de acometer la obra del viaducto.

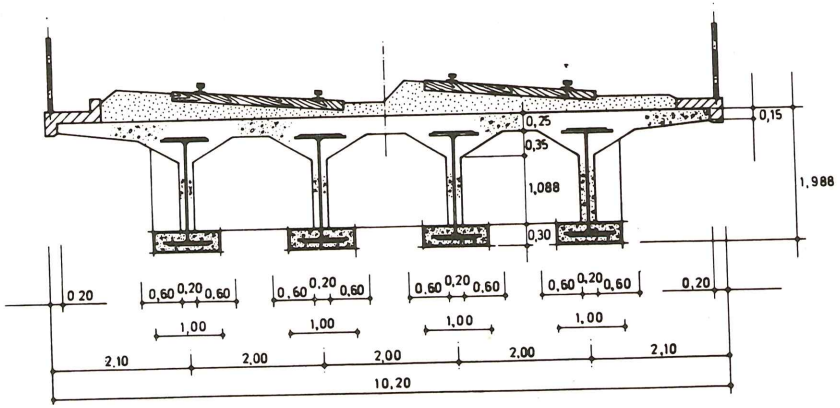
Los presupuestos iniciales variaron totalmente, pues de poder hacer la obra como estaba prevista, es decir sin ningún impedimento por debajo, hubo que pasar a construir un tablero, con una altura media de pila de 25 m, sobre una autopista en funcionamiento, de intenso tráfico, y en la que no se podía pensar en cortar, salvo en ocasiones muy localizadas.



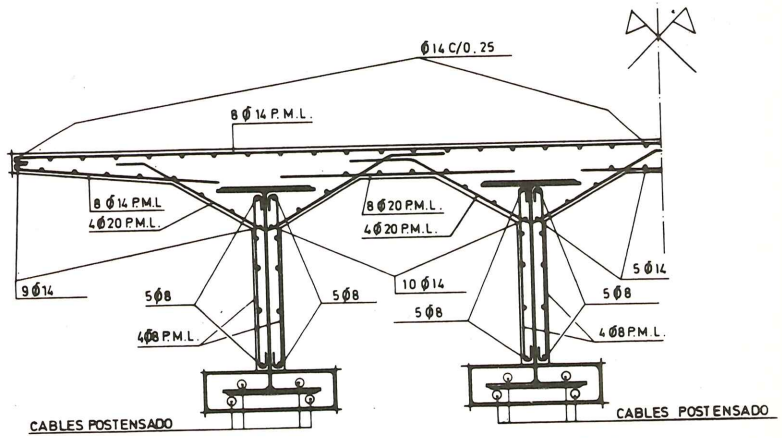
ALZADO



PLANTA TABLERO



SECCION TRANSVERSAL TIPO



SEMI-SECCION TRANSVERSAL TIPO.-ARMADURAS

VIADUCTO DE SERIN.-GIJON
CONSTRUYE : M. Z. O. V.

Fig. 1.

Las tres partes del viaducto, cimentación, pilas y estribos tuvieron sus dificultades y las soluciones aportadas resultaron igualmente interesantes. Pero como nos encontramos en una Asamblea de Hormigón Pretensado y además, es en el tablero donde realmente hemos intervenido, describiremos someramente cimentación y pilas y nos extenderemos un poco más en el tablero.

I.– CIMENTACION

Las principales dificultades estaban en la construcción de las pilas 2, 3 y 4 dada su proximidad a los carriles de la autopista pues podían interferir en el tráfico. Como por otra parte el macizo rocoso aparece a profundidades variables entre 3 y 9 m se consideró recomendable transmitir las cargas a roca mediante cimentaciones profundas. En las pilas 2 y 4 se utilizaron pilotes de 1 m de diámetro y de 13 m de longitud. Pero en la pila 3 hubo que utilizar micropilotes por la excesiva proximidad de la losa de hormigón de las calzadas a la pila (hay que aclarar que la calzada de la autopista está constituída por una losa armada continua de 20 cm de espesor, con lo que cualquier modificación de las condiciones del terreno puede perjudicar al funcionamiento de la losa). Estos micropilotes eran de 25 cm de diámetro y se comprende su dificultad de ejecución con 13 m de longitud.

En el emplazamiento del resto de las pilas y de ambos estribos el macizo rocoso aparecía a profundidades reducidas, menores de 5 m en el caso más desfavorable de la pila 6, por lo que las cimentaciones pudieron apoyarse directamente en la roca. En los casos de las pilas 1 y 5 existía todavía, por su proximidad a la autopista, posibilidades de interferencia con ella. Por ello fue preciso, para excavar las zapatas, entibar el terreno mediante la hinca de carriles.

II.– ESTRIBOS Y PILARES

Los estribos son abiertos. Las cargas se transmiten al terreno mediante dos pilares que quedarán embutidos en el relleno posterior. Este relleno se ha realizado con escorias no expansivas con talud 3 a 2 apoyándolo en bermas escalonadas en la ladera, de unos tres metros de altura. (Fig. 2).

Las pilas tienen una altura media de 25 m llegando la más alta, la pila 4 a 29 m de altura. Tienen sección de doble T, siendo paralelas las alas al eje de la vía. Con esta disposición se consigue darles gran inercia transversal, necesaria cuando se combinan los esfuerzos de viento, fuerza centrífuga, ripado y excentricidad de la carga. El cabecero armado tiene unas dimensiones de 6 X 3 m y un espesor de 1 m. (Fig. 3).

III.– TABLERO

El tablero tiene una anchura de 10,20 m y está constituido por una plataforma de 8,90 m para el balasto que soporta las dos vías y dos andenes de 85 cm. de anchura. Estructuralmente está constituido por cuatro vigas Preflex separadas 2,00 m entre ejes, unidas por una losa de hormigón armado de 25 cm de espesor en su sección mínima. El canto total resistente es de 1,988 m siendo la longitud media de las vigas de 42,20 m salvo en un vano en que eran de 36,60 m.

La esbeltez resultante es de 1:21, esbeltez muy notable tratándose de un puente de ferrocarril. A pesar de ésto, como veremos después, el tablero tiene la rigidez suficiente para que las flechas sean reducidas.

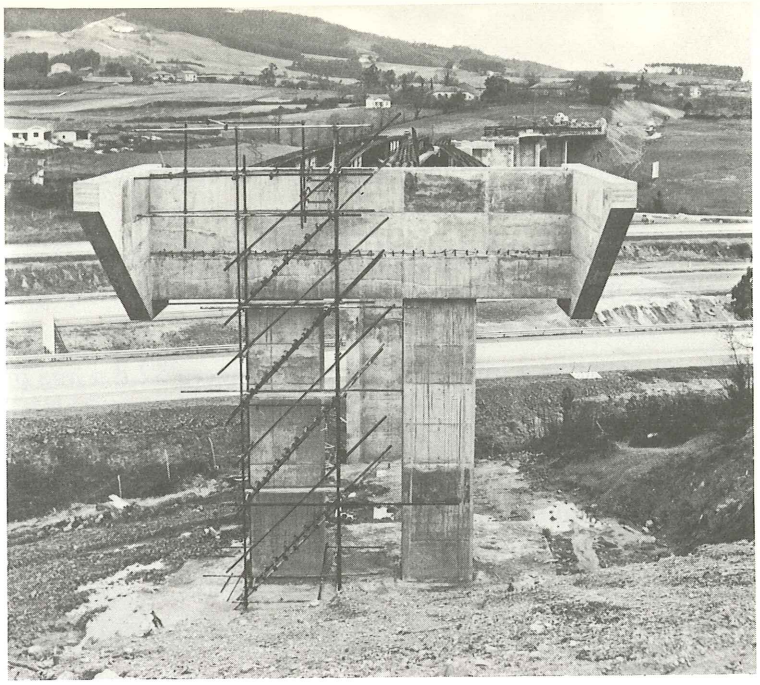


Fig. 2.

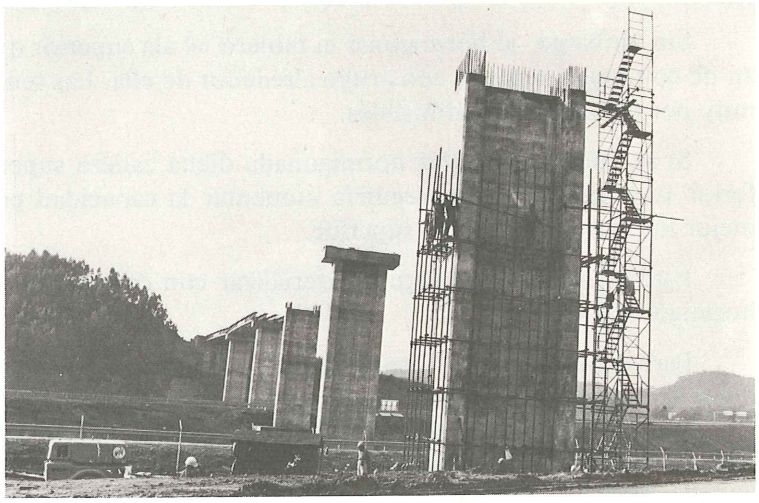


Fig. 3.

Para conseguir el reparto transversal se ha construído una viga riostra central y dos a los cuartos de luz con 50 cm de espesor. En los extremos, atando las cabezas de las vigas existen sendas riostras de 1,00 m de espesor.

Se pensó inicialmente, por razones constructivas, hacer una junta longitudinal entre los dos medios tableros, pero la consideración de un ripado de 30 cm. en la vía nos llevó a un sobredimensionamiento de las vigas, muy considerable, que desaparecía con la supresión de la junta longitudinal.

Las vigas riostras hubo que diseñarlas con canto variable para poder dejar, con vistas a la construcción del tablero, un hueco de 80 X 80 para permitir el paso de un hombre, que sería en otro caso interrumpido por la riostra ya construída.

En la concepción del tablero tuvo que tenerse en cuenta constantemente que la construcción debía de realizarse sobre una autopista en servicio. Se precisaba algún elemento autoportante para evitar los apuntalamientos, que se hubieran tenido que realizar sobre la calzada de la autopista y ligeros para que su montaje no fuera muy conflictivo.

Se barajaron varias soluciones desde un puente metálico tradicional con acero CORTEN, hasta uno de hormigón pretensado construído sobre una cimbra autoportante.

De todas ellas, la más económica y de mayor facilidad constructiva resultó la adoptada, de vigas preflectadas.

Aunque el sistema es conocido por la mayor parte de Vds., haremos un breve recordatorio, pues para este viaducto se utilizó una variante muy interesante, que permite alcanzar mayores luces y capacidades portantes, para el mismo peso propio de la viga.

Una viga preflectada, consiste en someter a un perfil doble T de acero 52 d a una preflexión en fábrica, que proporcione una ley de momentos flectores envolvente de la envolvente de momentos máximos en servicio. Cuando ya tenemos la viga así flexionada, se hormigona el ala de tracción, sometida en esos momentos a la tracción máxima de servicio, con un hormigón de alta resistencia. Una vez endurecido este hormigón, se libera al perfil de las fuerzas que lo están preflectando con lo que el perfil trata de volver a su posición inicial y comprime fuertemente el hormigón aumentando su inercia en 1,5 a 2 veces.

En el caso que nos ocupa del viaducto de Serín, se combina esta forma de precomprimir el hormigón con la habitual de los cables.

En efecto para la preflexión, es preciso utilizar un perfil metálico prácticamente simétrico para no alcanzar en el ala superior tensiones peligrosas.

Sin embargo, al hormigonar el tablero, el ala superior queda muy reforzada por la cabeza de compresión que se construye alrededor de ella. Las tensiones finales en este ala quedan muy por debajo de las admisibles.

Si se pudiese, una vez hormigonada dicha cabeza superior, reforzar con acero el ala inferior traccionada, se conseguiría aumentar la capacidad portante de la viga al aprovechar mejor los materiales del ala superior.

Este esfuerzo se consigue materializar con cables que se ponen en tensión después del hormigonado del tablero.

Pero en este caso el introducir cables cumplía otra finalidad muy importante, el de reducir el peso propio de la viga. En efecto, la cantidad de hormigón con que se debe recubrir en fábrica el ala inferior de acero es proporcional a su área. Al reducir gracias a los cables, las alas del perfil, no sólo se reduce su peso por utilizar menos acero, sino porque hay que construir un ala de hormigón de menos superficie.

En efecto, las vigas de 42,20 m que normalmente hubieran pesado cerca de 90 T cada una sin los cables de postensado, utilizando los cables se redujo su peso a 52 T, con lo que se facilitó extraordinariamente su transporte y montaje.

Las vigas están constituídas por un perfil doble T, con un alma de 150 X 2 cm y alas 75 X 2 y platabandas de 50 X 2,4. El postensado se consigue con cuatro tendones de 50 ϕ 7 que proporcionan un esfuerzo de pretensado de 900 T por viga aproximadamente. En las vigas de 36,60 m las platabandas eran de 50 X 2 y el postensado estaba constituído por 4 tendones de 30 ϕ 7 que proporcionaban un esfuerzo de pretensado de 540 T.

El ala de hormigón precomprimido tenía 100 X 30 cm de superficie. Como datos característicos del tablero daremos los siguientes.

Máximo momento flector resistido por cada viga 2.834 m T. Para ese esfuerzo las tensiones máximas en el perfil son 2.684 Kg/m^2 en tracción y 2.601 en comprensión. El hormigón superior tiene una compresión de 119 Kg/cm^2 y el inferior 10 Kg/cm^2. Esto último es una condición que puso la propiedad (Renfe) para aumentar la seguridad ante las características especiales del proyecto.

Como dato revelador de la resistencia a la fatiga del perfil que constituye la viga, diremos que el salto de tensiones máximo entre el tablero cargado y descargado es de 1.191 kg/cm² en tracción y 631 Kg/cm² en compresión, valores muy pequeños, tratándose de un puente de ferrocarril y de un tablero tan ligero y dadas las tensiones finales del acero.

Las flechas calculadas han sido de 367 mm para la preflexión, 205 mm para el desbloqueo, 120 mm para el peso propio de viga más tablero, 16 mm para peso muerto de balasto, carriles y aceras y 56 mm para la sobrecarga de la actual instrucción de puentes de ferrocarril. El postensado levantaba el tablero 47 mm.

En el caso del vano de 36,6 m estos valores se reducen considerablemente.

Hay que advertir que la flecha obtenida es superior a L/1000 cm con la cual se han calculado los coeficientes de impacto que la instrucción da en su fórmula simplificada. Esto se ha tenido en cuenta para obtener, de acuerdo con la flecha real y la velocidad especificada en proyecto, el correspondiente coeficiente de impacto.

Las vigas se construyeron en la factoría de Rubiera Preflex. En el ala inferior se situaron las vainas de los cables de postensado con ellos ya enfilados. Se hormigonaron a la vez que el ala del perfil, con las precauciones oportunas para no crear tapones que impidiesen la posterior puesta en tensión.

El transporte de las vigas a obra se realizó sin mayores dificultades en camiones especiales. Para el montaje se utilizaron grúas automóviles de diferentes capacidades según el vano a montar, y las diferentes alturas de pilas. La máxima fue una grúa de 125 T, con una pluma que alcanzaba los sesenta metros de altura.

Se consiguió montar un vano por día, es decir cuatro vigas. Las maniobras estuvieron perfectamente planificadas debidas al necesario cierre del correspondiente carril de la autopista. Este se cerraba a las 6 de la mañana y a las 5 de la tarde se volvía a abrir. El principal tiempo se llevaba en montar la grúa de 125 T que era de celosía. Cada viga se colocaba por término medio en una hora. No hubo el menor incidente durante el montaje. (Fig. 4 y 5).

Los apoyos de las vigas estaban constituídas por placas de neopreno zunchado de 60 X 40 X 12 que se pegaban a las vigas y a la pila mediante resina. Debido a la pendiente longitudinal de 13 milésimas hubo que hacer un cajeado en los apoyos de las vigas para conseguir un apoyo horizontal. Además se tuvo la precaución en fábrica, de reproducir dichos apoyos a las cotas correspondientes, para comprobar la planeidad del mismo.

La construcción de la losa hormigonada "in situ" se realizó teniendo en cuenta los condicionantes previos de imposibilidad de apuntalamiento y de total aislamiento respecto del suelo.

Para ello se construyó un encofrado metálico constituído por una cimbra que colgaba de las vigas y una serie de elementos móviles para poder encofrar, desencofrar y avanzar de un vano ya hormigonado al siguiente.

El proceso constructivo consistía en colocar las cimbras correspondientes a dos vanos consecutivos, encofrar el primer vano, hormigonarlo, desencofrarlo y pasar el encofrado deslizándolo sobre la cimbra al segundo vano. Por último, se pasa la cimbra del primer vano al tercer vano con lo que se cierra el ciclo. (Figs. 6 y 7).

El postensado se hacía a los 28 días de hormigonado el tablero. Para facilitar estas operaciones se instaló sobre las vigas de borde un pórtico sobre vías. Estas vías se apoyaban a su vez sobre unos trozos de perfiles transversales a las vías y soldados al ala superior de las vigas de 30 cm. de altura que quedaban hormigonados en el tablero y que servían de elementos de conexión entre el ala superior metálica y el hormigón.

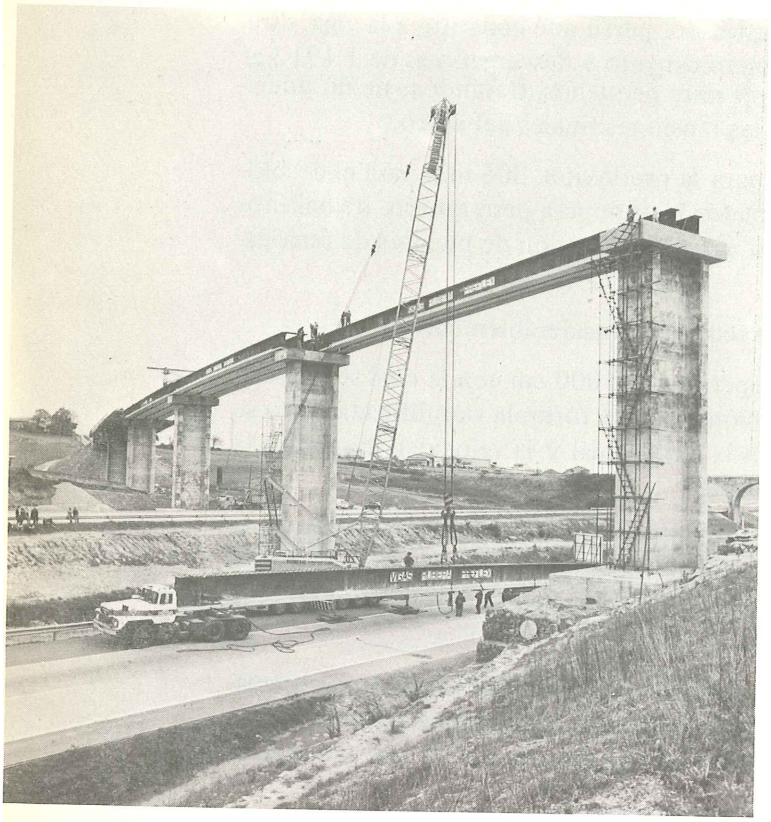


Fig. 4.

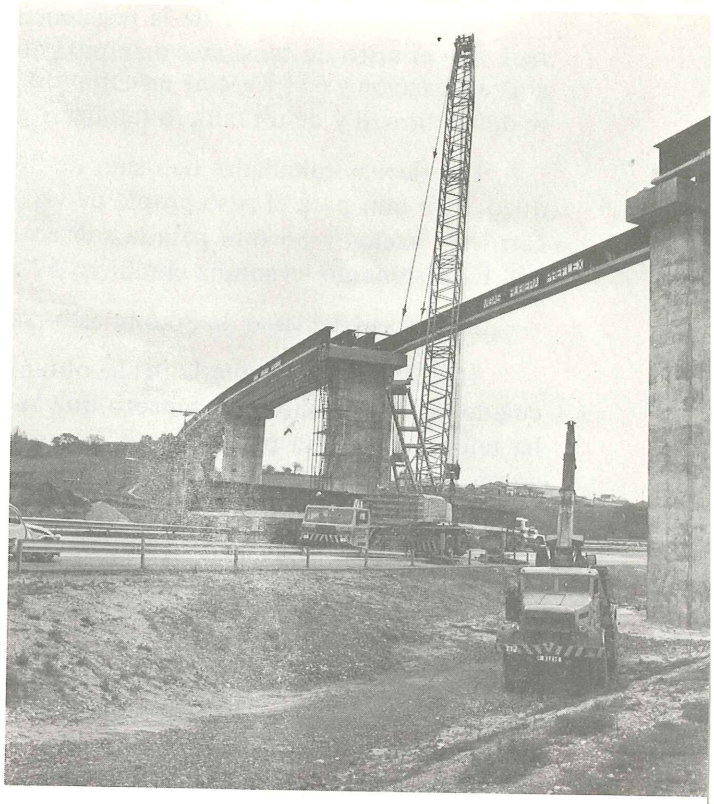


Fig. 5.

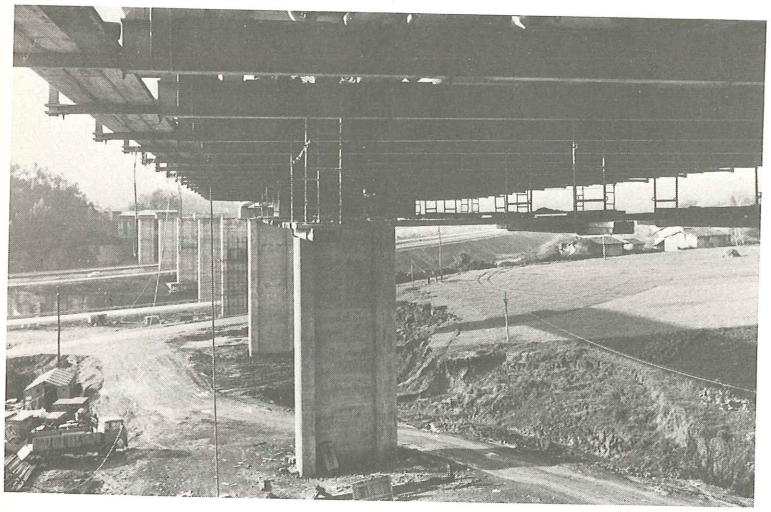


Fig. 6.



Fig. 7.



Fig. 8.

Con este proceso se llegó a alcanzar un ritmo de 23 días por ciclo completo de hormigonado, aunque por no marcar plazo en el conjunto de la obra de la doble vía, se siguio construyendo a menor ritmo, cuando los demás tajos requerían una atención superior.

El postensado de los cables se hizo por un solo extremo ya que las pérdidas por rozamiento, al ser los cables prácticamente rectos, eran muy pequeñas, y porque donde realmente era necesario el postensado era en la sección central. Sin embargo se hizo un retesado para reducir las pérdidas instantáneas por acortamiento del hormigón.

Como detalle de la nula incidencia que tuvo la construcción del viaducto sobre la autopista, citaremos que durante los meses que duró no hubo el más ligero contratiempo.

Ni los periódicos se ocuparon de ello. Si tenemos en cuenta el tráfico tan intenso de la autopista, puede suponer todo un récord.

Como récord en el mundo también ha sido la utilización de vigas preflectadas de 42 m para puente de ferrocarril, estando el récord anterior establecido en 38 m en un puente en Bélgica.

Se han efectuado las correspondientes pruebas, cargando cada tablero con cuatro máquinas de 120 T (las más pesadas actualmente en RENFE) realizando ciclos de carga y descarga. Las flechas instantáneas obtenidas han oscilado entre 25,24 mm y 28,54 mm cuando la prevista en el cálculo era de 28,94 mm es decir un 1/1.480 de la luz. En el caso del vano de 36,60 m estos valores han sido 15,9 mm frente a 16,8 mm respectivamente es decir un 1/2.300 de la luz.

La recuperación en todos los casos ha sido total, lo que confirma el correcto comportamiento y la perfecta elasticidad del tablero.

Debemos resaltar la magnífica ejecución por parte de la empresa constructora M.Z.O.V. Por parte de RENFE el ingeniero director ha sido D. Fernando Delgado, estando a pie de obra D. Jesús Cutillas. En el proyecto además han intervenido Herring y Dames And Moore. (Fig. 8).

591-2-132

Dos pasos elevados sobre la Autopista de la Paz, en Madrid.

Por Juan J. Arenas y Angel C. Aparicio
E.T.S. de Ingenieros de Caminos
Universidad de Santander

Vamos a describir dos pasos superiores que cruzan la Autopista de la Paz, tercer cinturón de circunvalación de Madrid, restituyendo los tráficos este-oeste interrumpidos por aquélla. Se trata del paso superior del Sagrado Corazón que reemplaza la calle del mismo nombre en la zona del cauce del antiguo arroyo del Abroñigal, y del paso superior de Ramón y Cajal que da continuidad al eje Concha Espina-Ramón y Cajal y José de Soto y que debe absorber el tráfico hasta entonces soportado por la calle López de Hoyos.

Tratándose de dos obras situadas en el mismo tramo, relativamente cercanas una de otra y planteando idéntico problema funcional —el cruce esviado sobre la autopista de una plataforma vial de treinta metros de anchura— ambas fueron concebidas de manera análoga con el fin de lograr un efecto integrador.

El cruce de la autopista exigía una longitud total de estructura de unos 90 metros en la calle del Sagrado Corazón y alrededor de 110 m en la de Ramón y Cajal. Se adoptó como esquema estático longitudinal el de viga continua de tres vanos, dando paso el central a las dos calzadas rápidas y los laterales a las calzadas de servicio, resultando una distribución de luces de (26,00 + 37,00 + 26,00) m para el paso de Sagrado Corazón y (32,00 + 45,00 + 32,00) para el de Ramón y Cajal.

Para tal anchura de plataforma y tales condicionantes funcionales, se podía optar por realizar dos tableros independientes con junta en mediana, cuya principal ventaja era la de poder construirlos independientemente. Pero, dado su carácter urbano, se optó por realizar un tablero monolítico en los treinta metros de anchura lo que permitía una superficie de intradós continua evitando la suciedad y las manchas por filtraciones que inevitablemente engendra una junta entre tableros.

Así, los puentes se concibieron como una gran bandeja de treinta metros de ancho con sus bordes extremos redondeados y rematados por una imposta corrida que ofrece el plano más iluminado del alazado y que continúa por las aletas de los estribos creando un conjunto integral. Esta gran placa, de 90 cm de canto en Sagrado Corazón y 120 cm en Ramón y Cajal, se ahueca longitudinalmente mediante alvéolos fabricados en táblex, de forma no usual, que permiten una cómoda puesta en obra del hormigón en una sola fase, lográndose al mismo tiempo una sección relativamente aligerada y de apreciable rendimiento, con la consiguiente economía de acero de pretensado. (Fig. 1)

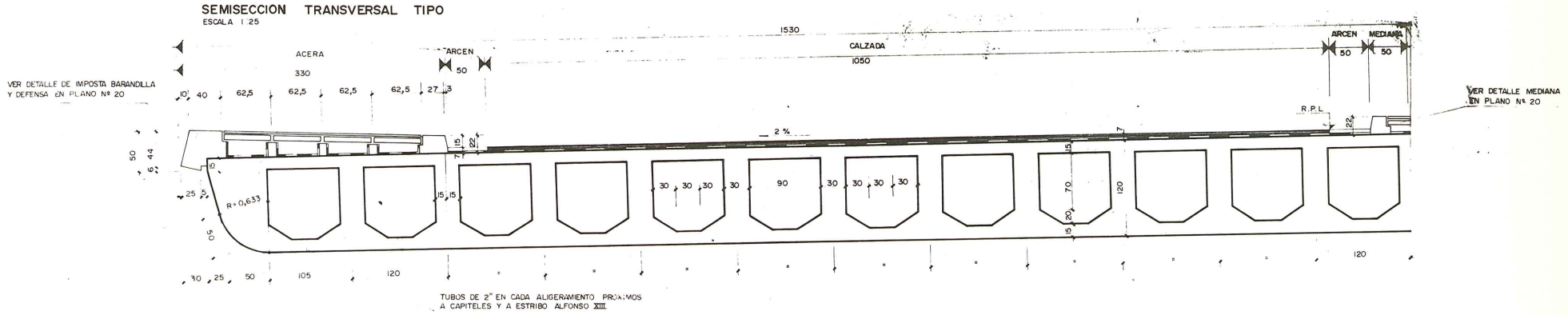


Fig. 1.— Paso superior de Ramón y Cajal. Detalle de sección transversal.

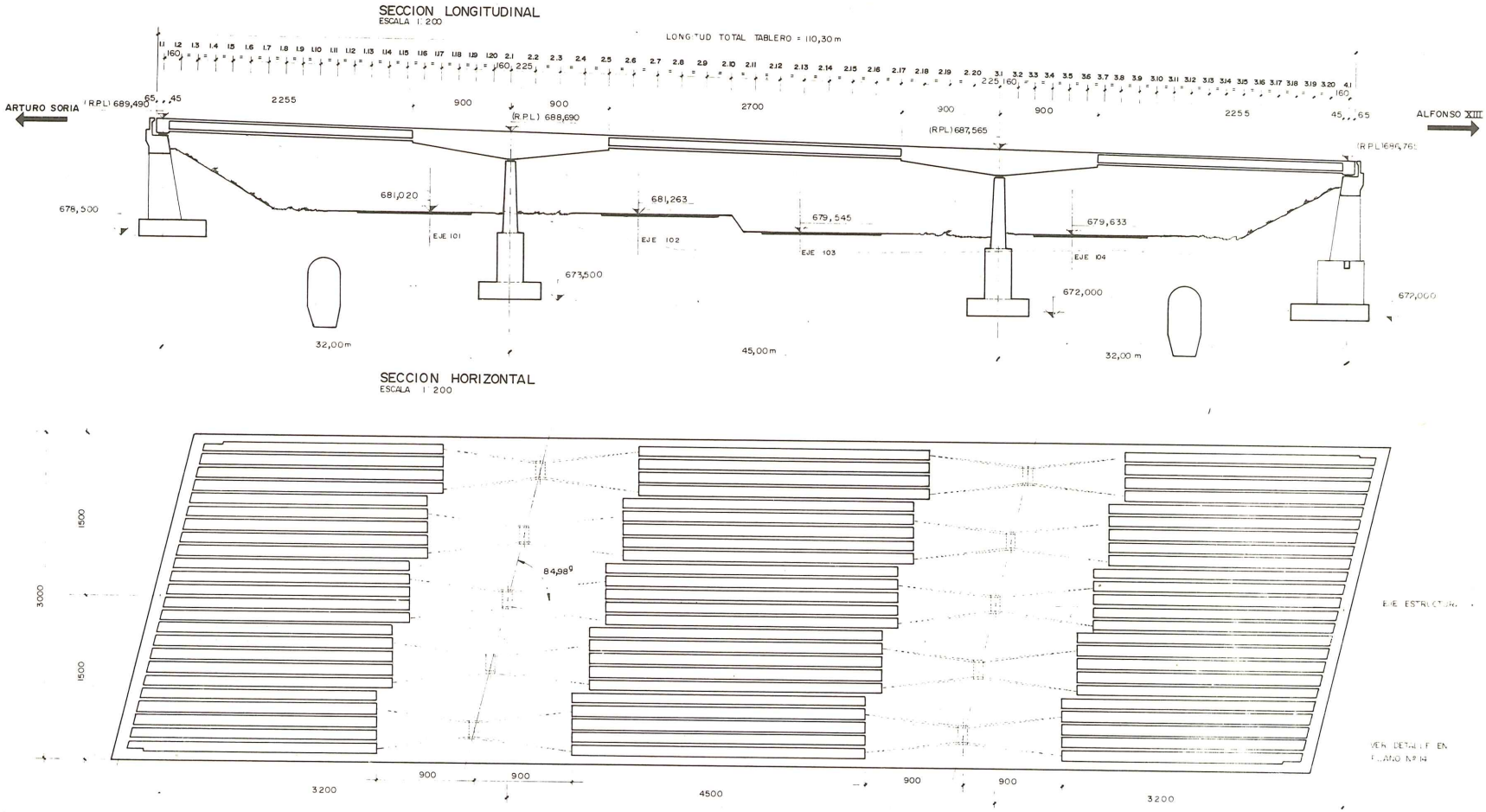


Fig. 2.– Paso superior de Ramón y Cajal. Secciones longitudinal y horizontal.

El apoyo de esta bandeja de hormigón sobre cada línea de pilas se realiza a través de cinco capiteles incorporados al tablero, espaciados seis metros en sentido transversal, y orientados paralelamente a sus bordes libres ignorando el esviaje. El desarrollo longitudinal de los capiteles cubre, a cada lado de la línea de pila, una distancia igual al veinte por ciento de la luz central, y su altura crece desde quince centímetros, hasta el mismo espesor de la bandeja, doblándose pues el canto del dintel en las líneas de apoyo intermedias (1,80 metros en Sagrado Corazón y 2,40 metros en Ramón y Cajal). El fondo de cada capitel disminuye desde 3,60 hasta 1,40 ms, ancho necesario para seguridad a rotura por flexión. (Fig. 2)

Estos cinco capiteles apoyan a través de aparatos de neopreno zunchado en otros tantos fustes cuyo diseño es consecuencia racional de las formas de aquéllos, orientados según el eje del tablero, ignorando el esviaje del cruce que sólo queda reflejado en la alineación general de los fustes de cada pila. (Fig. 3)

Ambos pasos superiores se pretensan en sentido longitudinal, disponiéndose en el de Sagrado Corazón 50 tendones 48 ϕ 7 sistema BBRV que corren a todo lo largo terminando en anclajes activos en ambos extremos. En el paso de Ramón y Cajal, existen dos familias de tendones: La principal compuesta por 50 tendones 50 ϕ 7 (2 tendones por alma) con anclajes activos en ambos extremos, y una segunda familia dispuesta sobre las líneas de apoyo en pilas constituída por 40 tendones 24 ϕ 7 con anclaje activo en la parte superior del tablero y anclaje pasivo en la inferior. Con este trazado se logra realizar el tesado de estos tendones sin andamio alguno y se evitan los cajetines inferiores cuyo sellado posterior estropea, en mayor o menor medida, la superficie del intradós.

En las figuras 4, 5 y 6 pueden apreciarse los detalles del trazado del pretensado, destacando cómo los tendones de las familias principales se han desviado en planta concentrándose sobre los apoyos en pila a fin de que las fuerzas de desviación descendentes estén dirigidas hacia el fuste, disminuyendo de este modo la flexión trasnversal de la bandeja en dicha zona.

El análisis de esfuerzos en flexión longitudinal fue realizado para una banda central y una banda de borde en la hipótesis de viga continua, entendiendo como "banda" un ancho de estructura de 6 metros en cuyo interior y centrado, quedaba el capitel. La distribución transversal de los momentos flectores longitudinales y el reparto transversal de sobrecarga entre bandas se realizó mediante nuestro programa de emparrillado plano EMPPLAN, idealizando la estructura mediante una malla muy espaciada (por problemas de capacidad de memoria del ordenador) y confiriendo a las barras transversales un área de cortante ficticia tal que la deformación de cortante igualara las deformaciones de flexión antimétrica de las células transversales. Como podrá apreciarse luego por los dos resultados de la prueba de carga la aproximación obtenida mediante esta discretización puede considerarse bastante satisfactoria.

Para estudiar la distribución de las cargas en la zona próxima a los fustes se utilizó otro emparrillado de malla más tupida que abarcaba la zona de capiteles.

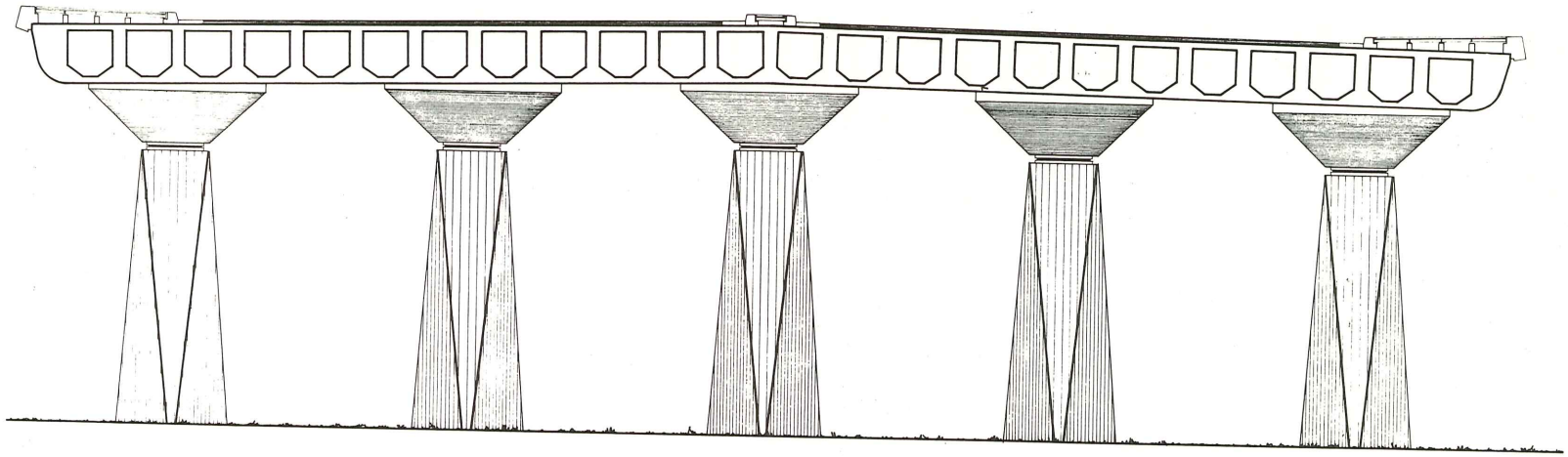
La construcción de ambos puentes se realizó mediante cimbra de tubos apoyada en solera de hormigón.

Previamente a la fabricación en serie de los aligeramientos se llevó a cabo con un prototipo una prueba de hormigonado para verificar la rigidez del aligeramiento y lograr que el peso de la sección tipo no se incrementará más allá del valor teórico por un abombamiento excesivo del tablex.

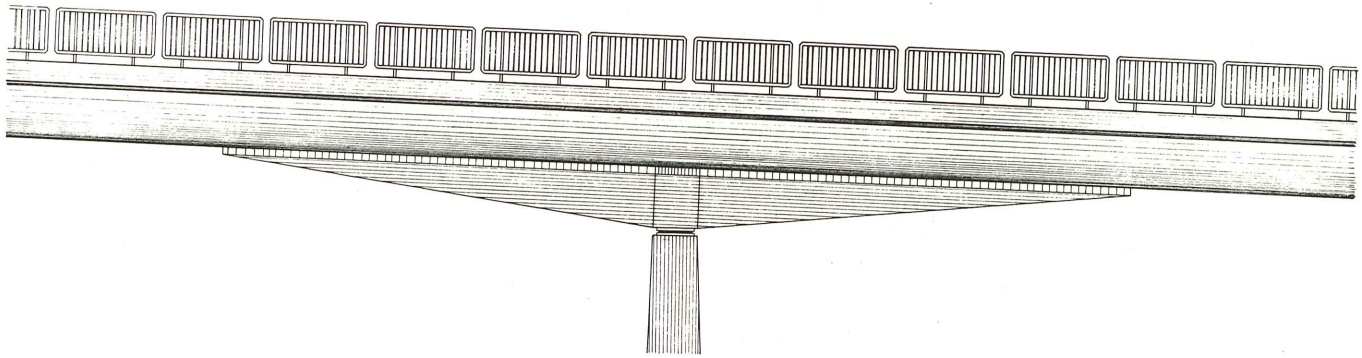
En la Fig. 7 puede verse un detalle del montaje de aligeramientos y armadura, y en la Fig. 8 una vista general del paso de Ramón y Cajal antes del hormigonado.

El llenado del tablero se realizó a plena sección y en una sola fase. Se emplearon para ello dos equipos de hormigonado, con quince hombres y una bomba por equipo dispuesta

ALZADO TRANSVERSAL DE PILAS
ESCALA 1:50



ALZADO DE CAPITEL
ESCALA 1:50



VISTA INFERIOR DE CAPITEL
ESCALA 1:50

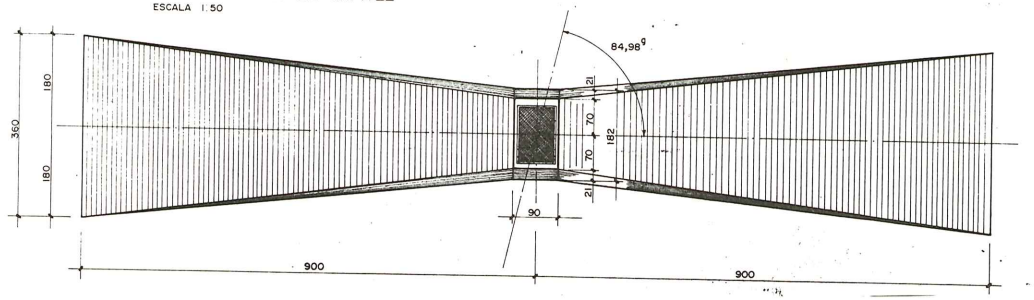


Fig. 3.— Paso superior de Ramón y Cajal. Sección transversal tipo y detalles de pilas y capiteles.

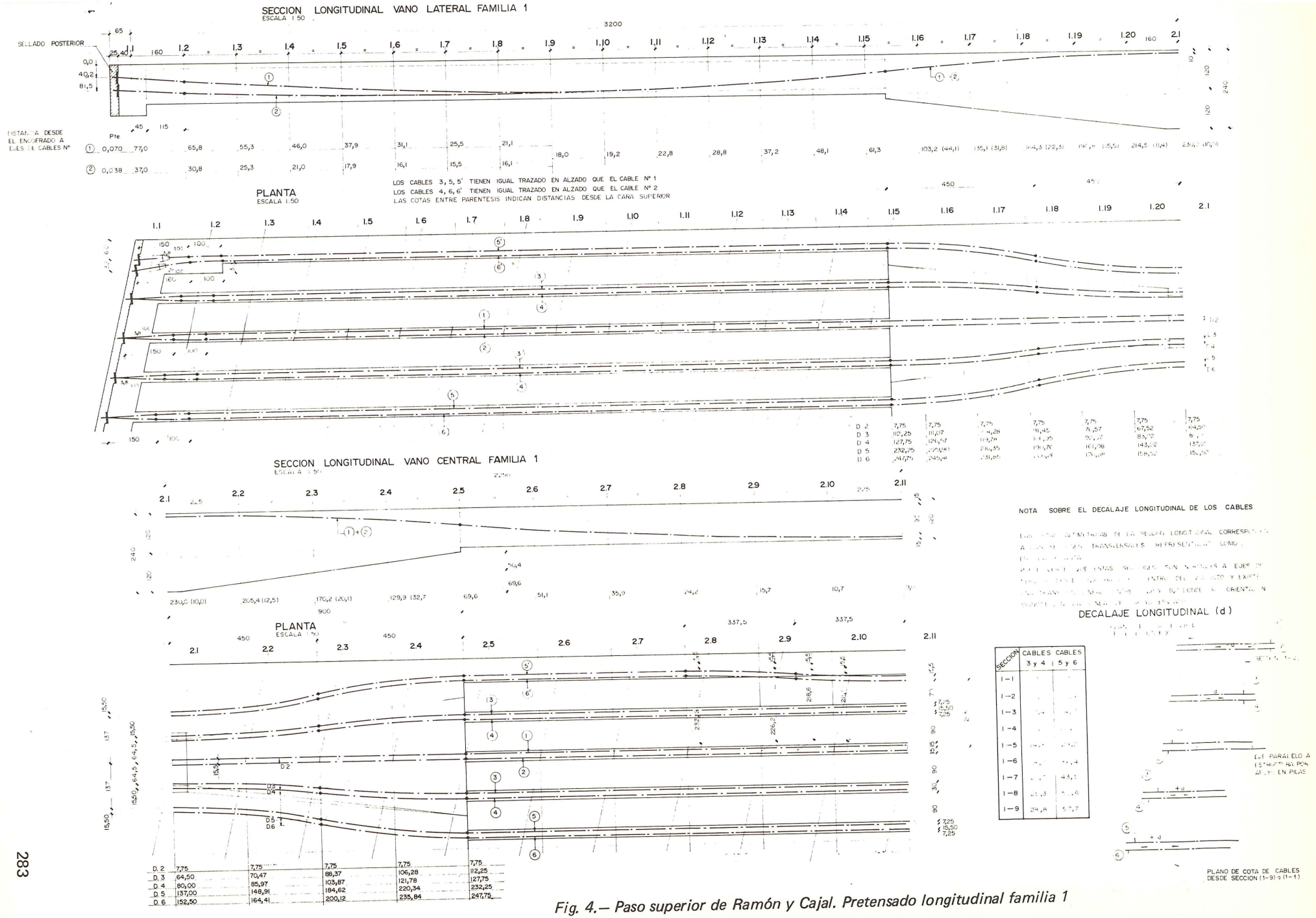


Fig. 4.— Paso superior de Ramón y Cajal. Pretensado longitudinal familia 1

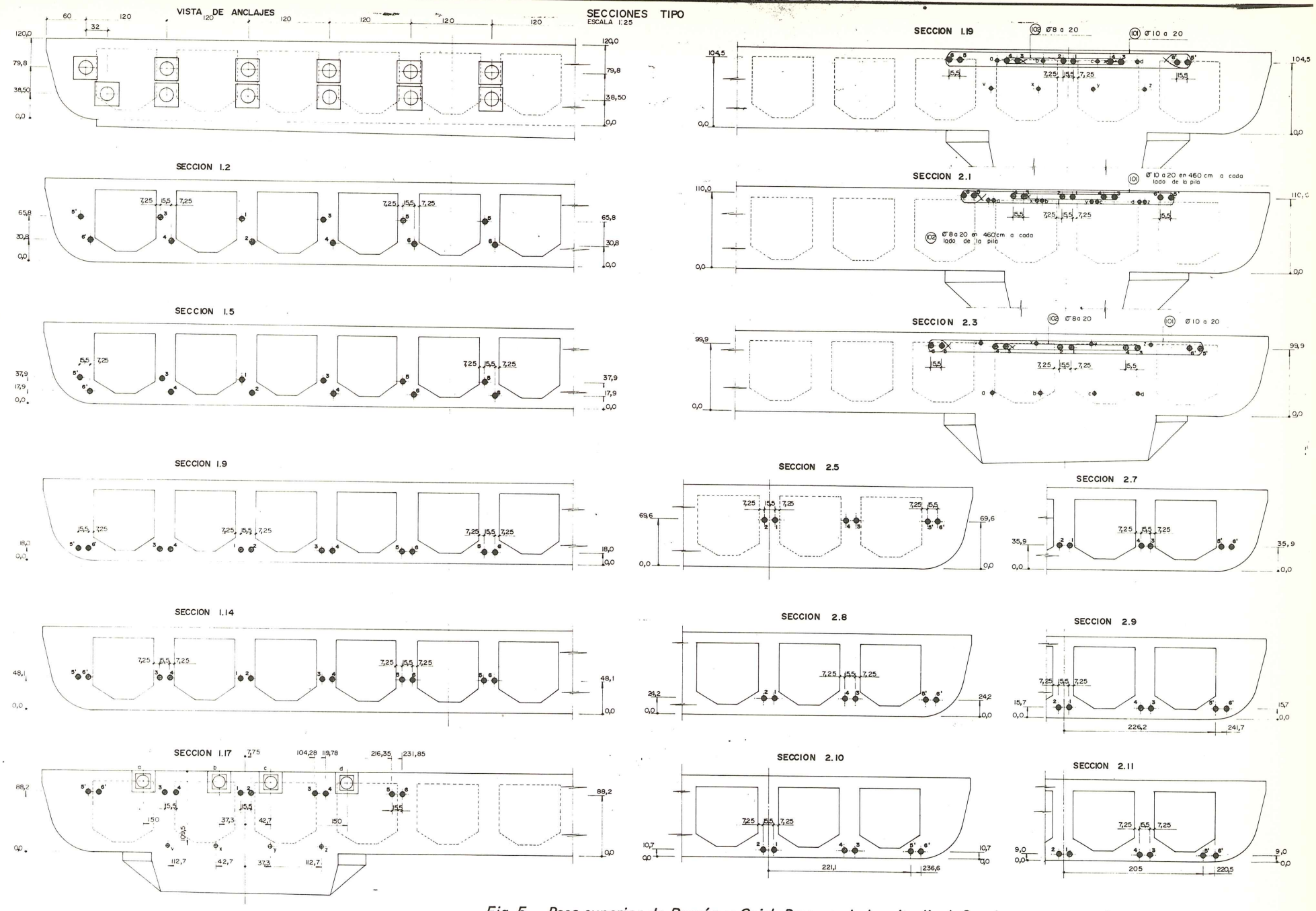


Fig. 5.— Paso superior de Ramón y Cajal. Pretensado longitudinal. Secciones transversales.

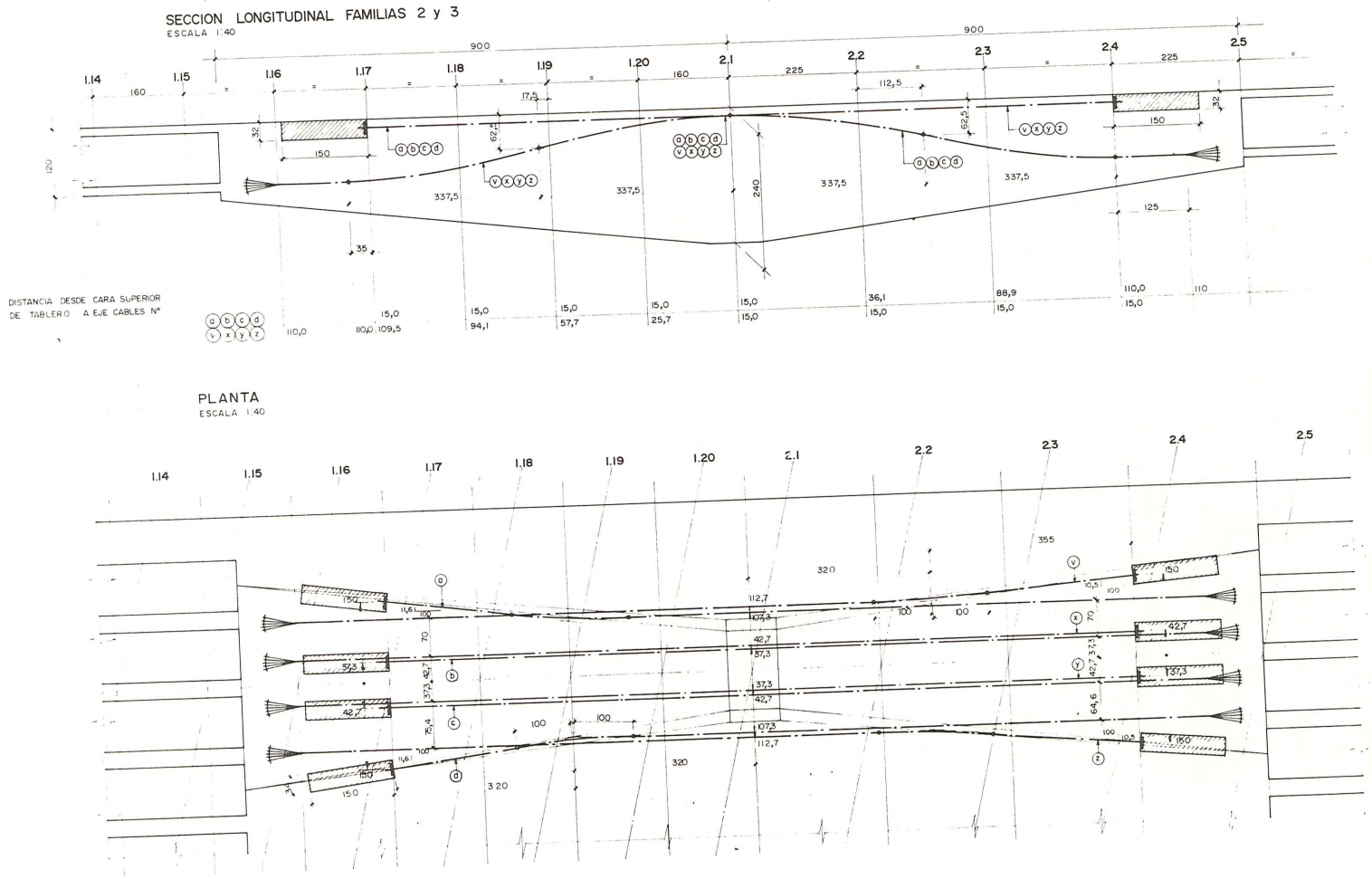


Fig. 6.– Paso superior de Ramón y Cajal. Pretensado longitudinal. Familias 2 y 3

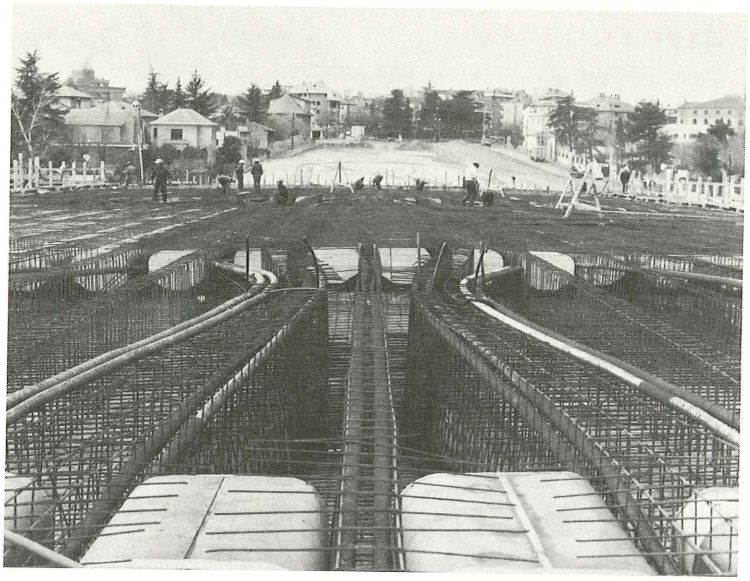


Fig. 7.— Paso superior del Sagrado Corazón. Detalle de aligeramientos y ferralla.



Fig. 8.— Paso superior de Ramón y Cajal. Vista aérea en construcción.

cada una en un borde del tablero. Dado que el proceso era continuo se dispuso una bomba de hormigón de reserva. Trabajando en 3 turnos, día y noche, el llenado duró 90 horas. El paso superior de Sagrado Corazón se pretensó en dos fases: un veinte por 100 a las veinticuatro horas de terminar el hormigonado y el pretensado total a los veintiún días, plazo motivado no por condiciones de resistencia sino para evitar la puesta en carga de un hormigón joven a fin de disminuir deformaciones por fluencia.

La inyección se realizó en los meses de enero y febrero, con temperaturas de algunos grados por debajo de cero. Por ello antes de efectuarla se midieron mediante termómetros de máxima y mínima las temperaturas extremas en el interior de las vainas, resultando valores de +2ºC de mínima y +3ºC de máxima en dos días consecutivos con heladas en el exterior. Ante estos valores se decidió inyectar utilizando para la mezcla agua calentada previamente.

El comportamiento de ambas estructuras en la prueba de carga fue totalmente satisfactorio y con fuertes similitudes. Resuminos a continuación algunos detalles relativos al puente del Sagrado Corazón.

Se llevaron a cabo nueve hipótesis de carga, tres de ellas con camiones en situación excéntrica y el resto con la estructura cargada en toda su anchura, alcanzándose esfuerzos comprendidos entre el 60 y 80 por 100 de los previstos en el cálculo.

Las flechas medias fueron del orden del 70 por 100 de las calculadas, llegándose a una flecha máxima de 1/2150 de la luz del vano central.

Observamos una relación constante entre flechas medidas y calculadas (del orden del 70 por 100 como ya hemos dicho) en todos los vanos y en hipótesis de carga directa sobre ellos, pero relaciones menores en el caso de movimientos originados por la continuidad estructural. Este fenómeno lo hemos venido observando en todas las pruebas de carga de puentes continuos.

Los coeficientes de excentricidad de flecha medidos (relaciones flecha máxima/flecha media) resultaron algo superiores a los calculados oscilando esta variación entre un 12 por 100 y un 2 por 100 en diferentes hipótesis de carga.

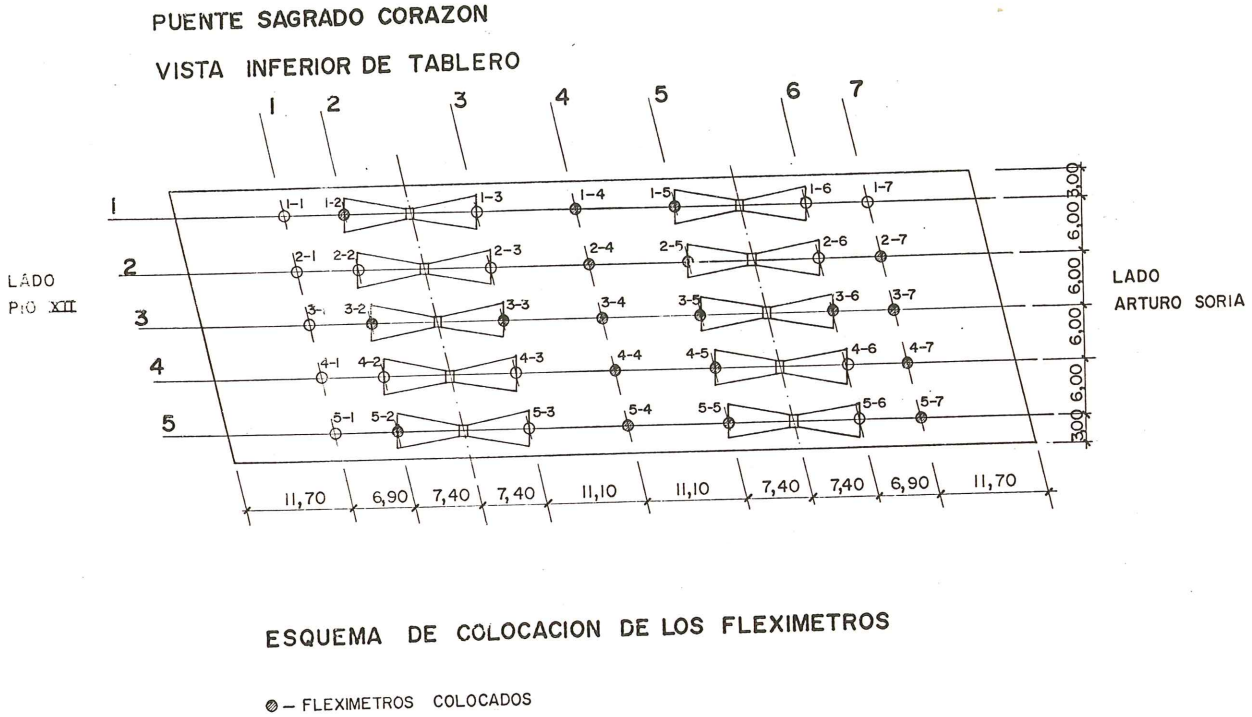


Fig. 9.— Paso superior del Sagrado Corazón . Esquema de colocación de flexímetros.

En las figuras 9, 10 y 11 pueden verse la diposición en planta de los flexímetros, la malla espaciada utilizada para el análisis como emparrillado del vano central, y la figura que representa la deformación de este vano en la hipótesis de dos carriles cargados (de los seis que posee para la circulación), así como las relaciones entre flechas de cada banda y flecha media, medidas en la prueba y previstas por el cálculo. Puede observarse cómo en esta hipótesis el coeficiente de excentricidad máximo de flechas medio (Ce = 1.728) sólo supera en un 6,6 por 100 al previsto en el análisis.

En las Figs. 12 y 13 se muestran vistas de los puentes terminados.

Por último, queremos comentar brevemente un tema relativo a los aparatos de apoyo del paso superior del Sagrado Corazón. Una inspección rutinaria de los mismos, al año de haber sido hormigonada la estructura, nos permitió apreciar que la mayoría de los neoprenos

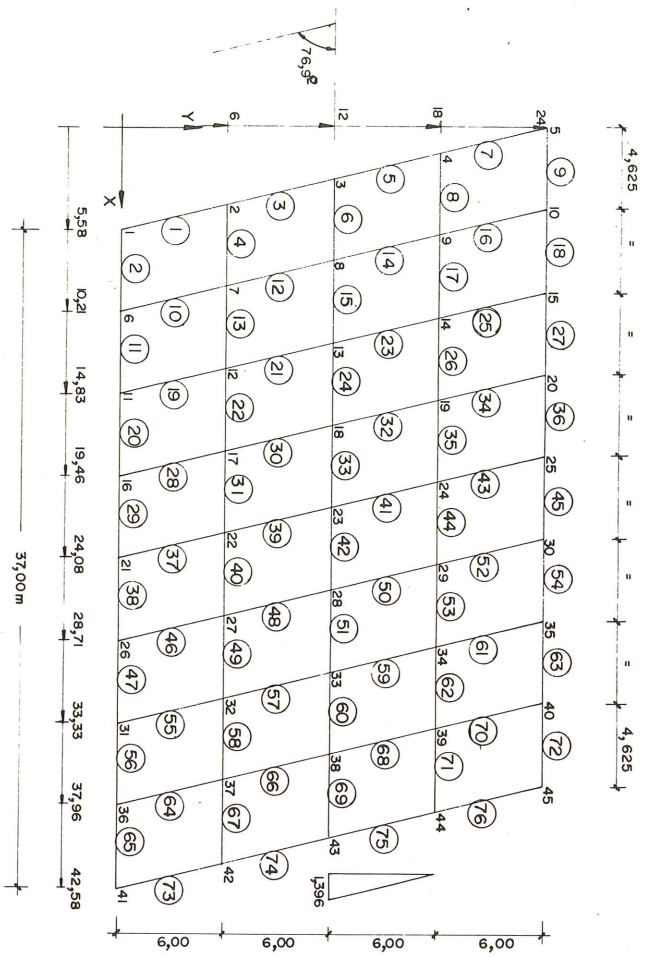


Fig. 10.— Paso superior del Sagrado Corazón. Idealización de la estructura para su análisis como emparrillado plano.

de la línea de estribos, con 60 mm de altura neta de goma y dimensionados para 98 kg/cm2 de compresión máxima, con corrimientos medidos entre 30 y 35 mm, estaban totalmente rotos, presentándose como dos bloques de goma desplazado el superior respecto al inferior el corrimiento indicado y sin distorsión alguna en cada uno de ellos. El estado de algunos neoprenos inducía a dudar de que la estructura se estuviera apoyando en ellos, funcionando entonces las traviesas finales en algunos vanos con luz doble de la calculada. Si el estado general de los aparatos de apoyo era realmente de ruina, motivada por su falta de calidad, observamos que los 4 neoprenos correspondientes a las esquinas del tablero estaban, si cabe, aún más dañados. Buscando las causas de este fenómeno, apuntamos como más probable el efecto del soleamiento que crea un gradiente térmico entre fibras superior e inferior del tablero, engendrando una convexidad ascendente tanto en sentido longitudinal como transversal y sobrecargando en exceso los apoyos extremos. Un cálculo aproximado, hecho a posteriori, indicaba que el efecto transversal de un gradiente térmico de 10ºC entre fibra superior e inferior, considerando un módulo de elasticidad del orden de la mitad del elástico, producía incrementos de compresión en los apoyos extremos del orden de 30 kg/cm2.

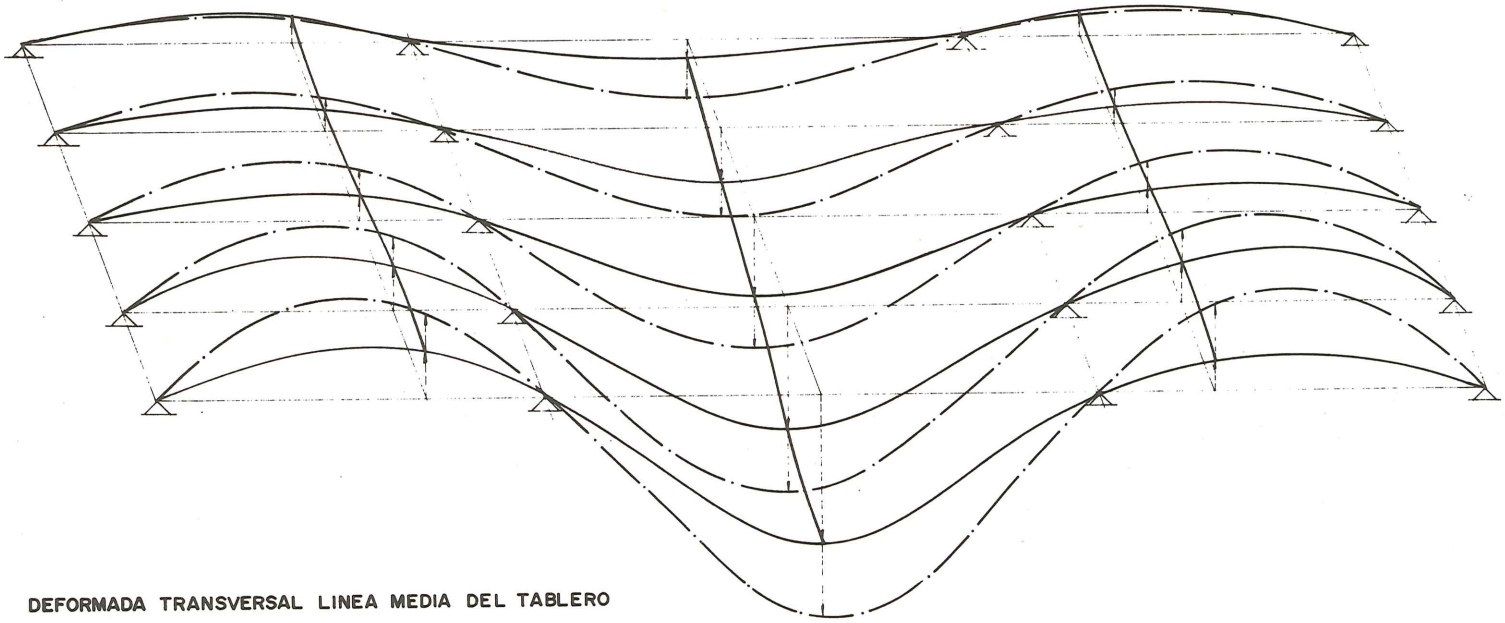
Ante esta situación se recomendó a la Administración la sustitución de todos los aparatos de apoyo de ambos estribos, lo que fue aceptado al comprobar el estado de ruina en que se enontraban.

PRUEBA DE CARGA HIPOTESIS (1-2)

COMPARACION RESULTADOS DE CALCULO CON LOS OBTENIDOS POR LA PRUEBA DE CARGA

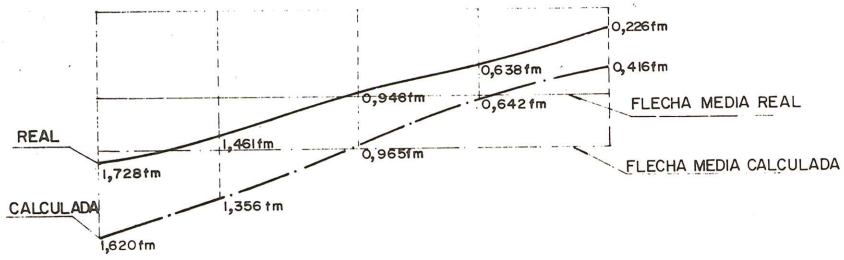


DEFORMADA DEL TABLERO



DEFORMADA TRANSVERSAL LINEA MEDIA DEL TABLERO

(S ≠ 2.11)



SECCION ≠ 2.11 (℄ VANO CENTRAL)

REPARTO TRANSVERSAL. COEFICIENTES DE EXCENTRICIDAD. DE FLECHAS

A) OBTENIDO EN LA PRUEBA DE CARGA

Ce = 1,728

B) OBTENIDO EN EL CALCULO

Ce = 1,620

Fig. 11.— Paso superior del Sagrado Corazón. Resultados de la prueba de carga.

El proyecto de la sustitución se efectuó según las siguientes bases:

Los extremos del puente se levantarían durante la noche permitiendo el paso exclusivamente a vehículos de turismo, evitando la incidencia directa de cargas importantes sobre la traviesa que en fase de levantamiento funcionaba con luces distintas a las proyectadas para la estructura en servicio.

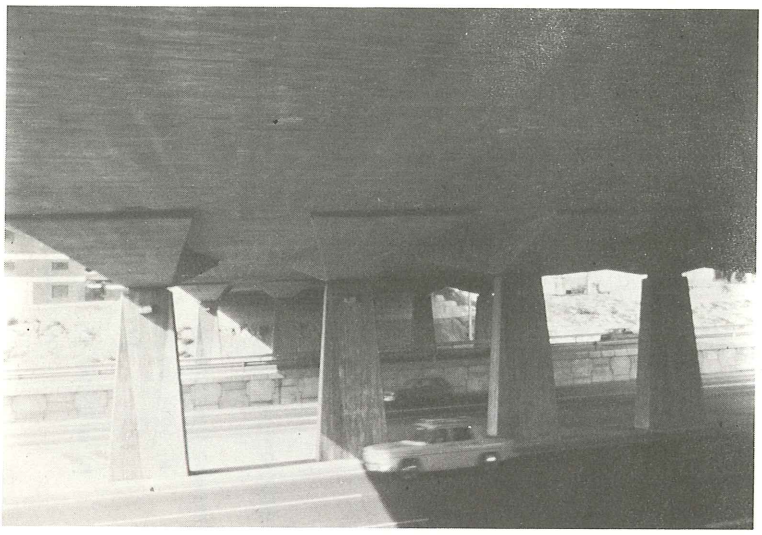


Fig. 12.— Paso superior de Ramón y Cajal. Vista inferior de la obra terminada.

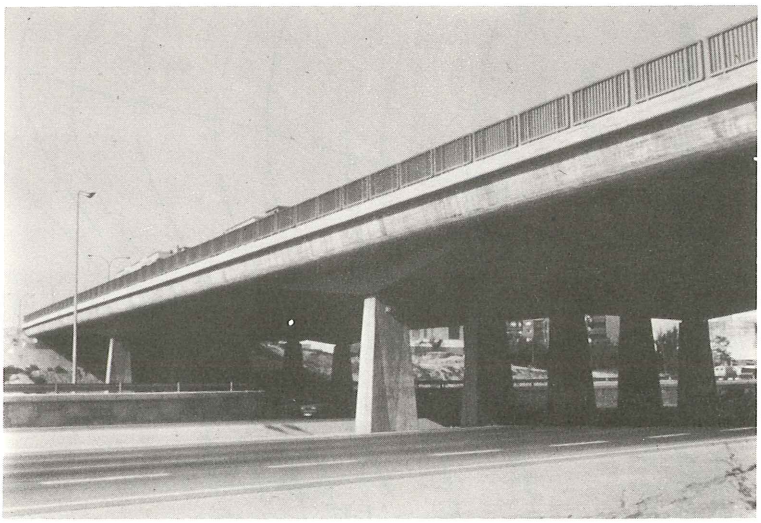


Fig. 13.— Paso superior de Ramón y Cajal. Alzado del Puente terminado.

Como sistema de elevación se emplearon un total de 7 gatos planos FREYSSINET por traviesa, alojados en cajas de arena. Estas se disponían sobre palastros para alcanzar la altura debida y repartir las cargas concentradas que actuaban sobre el estribo en sitios no previstos. Debido a la desigualdad de reacciones esperadas por la disposición de los gatos, éstos se conectaban a dos circuitos distintos con bombas independientes, incrementando la presión en sucesivas fases proporcionales.

Como medida de seguridad se disponían a ambos lados de cada gato cuñas de madera que se iban ajustando en cada fase.

Como dispositivos de control, se colocó un flexímetro al lado de cada gato y una banda de yeso corrida en la parte inferior de la traviesa para detectar posibles fisuraciones.

La operación se efectuó en la madrugada del 10 de agosto de 1977 sustituyendo los veinticuatro neoprenos de ambos estribos en un total de seis horas. El máximo desplazamiento vertical del puente fue del orden de 0,5 mm, despegando los apoyos a presiones del orden de un 5 a 10 por 100 superiores a las previstas y no observándose fisura alguna en la banda de yeso.

Nuestra experiencia ante este incidente, originado fundamentalmente por la mala calidad de unos apoyos suministrados por un fabricante ya desaparecido del mercado, la podemos resumir en los siguientes puntos:

Es urgente que la Administración tome las medidas oportunas para que los productos empleados en las obras públicas estén debidamente homologados.

En fase de proyecto debe preverse la posibilidad de sustitución de los aparatos de apoyo, concibiéndose diseños que permitan el emplazamiento geométrico de los equipos necesarios, estudiando los esquemas estáticos existentes en un posible levantamiento de la estructura, y cuidando de zunchar convenientemente el hormigón en las zonas previstas para actuación de fuerzas concentradas. Esto debería llevar a que en los Planos de Liquidación figurara para todos los puentes la eventual disposición de los equipos y su potencia, así como todas las especificaciones que permitan definir unívocamente los aparatos de apoyo.

Los pasos superiores expuestos fueron proyectados por ARPING Estudio Técnico, por los ingenieros autores de esta comunicación junto con D. Vicente Serrano Orts. La obra fue dirigida por el Dr. Ingeniero de Caminos D. Pascual de Juan Zurita y construída por Huarte y Cía., siendo el jefe de obra el ingeniero D. Enrique Inés Moya. El sistema de pretensado empleado fue BBR.

Las cuantías de materiales de los tableros, por m^2 del mismo se resumen en el cuadro siguiente:

CUANTIAS DE MATERIALES EN TABLEROS	SAGRADO CORAZON	RAMON Y CAJAL
HORMIGON H-350 (m^3/m^2)	0,68 m^3/m^2	0,85 m^3/m^2
ACERO PASIVO AE-50 (kg/m^2)	45,4	52,4
ACERO DE PRETENSADO $f_{máx} = 170$ (kg/m^2)	24,2	27,7

591-2-133

El puente del eje Cuzco-Barajas del enlace de Santamarca, en la autopista de la Paz en Madrid.

Juan J. Arenas y Angel C. Aparicio
Ingenieros de Caminos

E.T.S. de Ingenieros de Caminos
Universidad de Santander

El enlace de Santamarca, a tres niveles, en la Autopista de la Paz de Madrid, incluye las siguientes estructuras:

Un puente principal que cruza la autopista a unos 14 metros de altura y que formará parte del futuro eje Plaza de Cuzco-Barajas, y dos puentes secundarios situados en el segundo nivel. De éstos, el Puente I permite la salida desde la calzada rápida dirección norte a la plaza José Mª Soler salvando las dos calzadas de dirección Sur, y el Puente II sirve a la incorporación, desde la Plaza mencionada, a la calzada rápida dirección Sur, salvando por tanto el eje de servicio del mismo sentido. En la figura 1 puede verse en primer término la vista aérea del enlace tomada desde el Sur en dirección al Norte. Por la línea de sombra del puente principal que aquí denominamos puente del Eje Cuzco-Barajas pueden deducirse los diferentes niveles existentes en las distintas calzadas de la Autopista.



Fig. 1.
Vista aérea del Enlace de Santa Marca.

El Puente del Eje Cuzco-Barajas es un tablero de ancho variable entre 30,00 y 31,50 m, soportando dos calzadas de tres carriles cada una, arcenes, mediana y aceras de 3 m de anchura.

Longitudinalmente, su esquema estático responde a un dintel continuo de tres vanos, que, debido a la escasez de espacio para implantar las pilas ha conducido a luces de 43 m en los vanos laterales y 48 m en el central. La sección transversal se ha diseñado como suma de dos grandes vigas-cajón tricelulares de contorno trapecial y 14 m de anchura cada una, produciendo paramentos tendidos, que suavizan ópticamente la entrada a la zona abierta del puente. Ambas vigas cajón tienen canto constante de 1,70 m y se unen mediante un forjado cuya luz varía entre 2 y 3,45 m.

Sus almas centrales tienen un espesor de 75 cm en sección tipo y en ellas se alojan los tendones de pretensado longitudinal. En las proximidades del apoyo en pilas se ensanchan hasta 1,65 m, más para lograr un apoyo directo sobre los neoprenos de pilas que por condicionantes resistentes. La tabla inferior tiene una anchura constante de 5,40 m y su espesor es de 20 cm en sección tipo aumentando hasta 50 sobre apoyos en pilas a fin de obtener la adecuada seguridad a rotura por flexión.

El forjado superior tiene un espesor variable transversalmente entre 20 y 40 cm, siendo el espesor de los tabiques inclinados de 18 cm en sección tipo que pasan a 32 en las secciones situadas a 7,20 m de los apoyos en pila. En las figuras 2, 3 y 4 pueden verse la sección longitudinal la sección horizontal y las secciones transversales tipo.

Cada viga cajón se apoya en pilas y estribos a través de dos placas elastoméricas por línea de apoyo, distanciadas entre ejes 2,80 m sobre las primeras y 5,00 m. en estribos de modo que aseguren su estabilidad transversal al vuelco.

Esta sección transversal responde a una clara concepción estructural: las dos almas centrales resisten fundamentalmente el esfuerzo cortante, y por ellas discurre el trazado longitudinal de los cables de pretensado. Las almas inclinadas crean un circuito periférico que confiere la rigidez torsional necesaria a la sección, resistiendo el flujo de tensiones tangenciales derivadas de tal esfuerzo. Igualmente facilita el hormigonado, eliminando los encofrados interiores de estas paredes laterales.

El mecanismo resistente frente a sobrecarga excéntrica se deriva de la transmisión, a través del forjado central, de los esfuerzos cortantes y momentos flectores engendrados por la desnivelación y rotación torsional de las vigas - cajón.

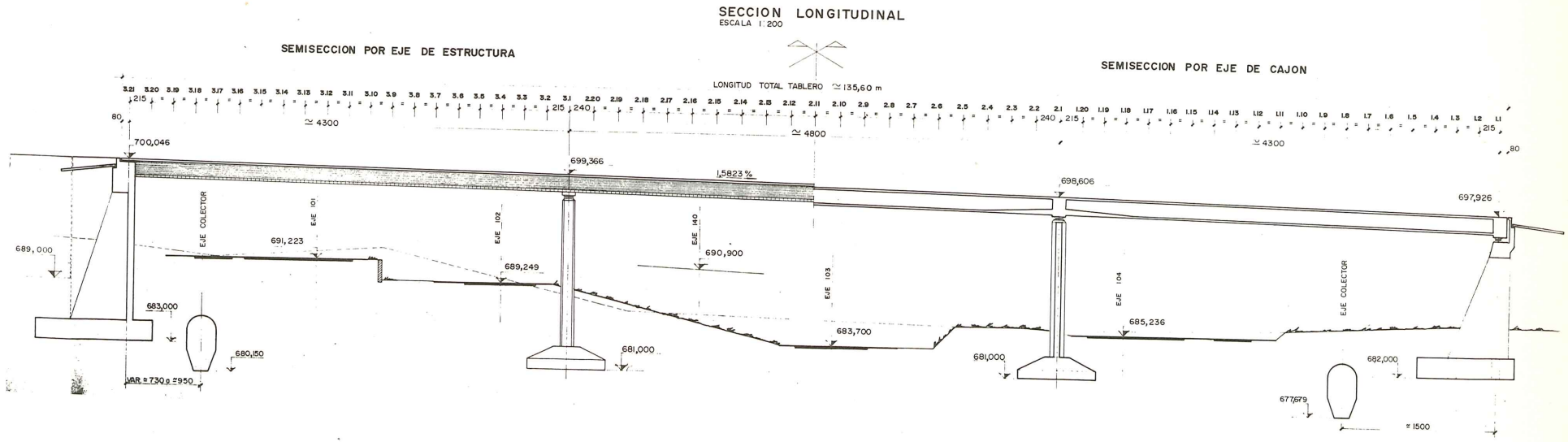
De este modo ambas vigas colaboran frente a los esfuerzos originados por cualquier solicitación tanto vertical, debida a las sobrecargas de explotación, como horizontal, originada por la actuación del frenado, viento o sismo.

El puente está pretensado en ambos sentidos, longitudinal y transversal. En el pretensado longitudinal se emplearon tendones 36t15 sistema Freyssinet de 914 Tm a rotura, tesados a 738 Tm. Estos tendones discurren de un extremo a otro del tablero, en número total de veinte, alojados cinco en cada alma central de las vigas cajón. En las figuras 5 y 6 pueden verse detalles del trazado del pretensado en los que se aprecia su enorme simplicidad derivada del pequeño número de tendones existente. En la fig. 7 se muestra una vista de las vainas montadas en obra.

El forjado superior va pretensado transversalmente mediante tendones 6t13 sistema Freyssinet dispuestos cada 75 cm en sección tipo. En las zonas de traviesas de pilas y estribos se añaden otros tendones de refuerzo de modo que sus separaciones queden reducidas a 25 cm.

Las pilas, de altura máxima 14,50 m, tienen una sección normal rectangular de dimensiones 410 x 130 cm^2 con las esquinas achaflanadas por biseles de 15 x 15 cm^2, mostrando

Fig. 2.– Sección longitudinal.



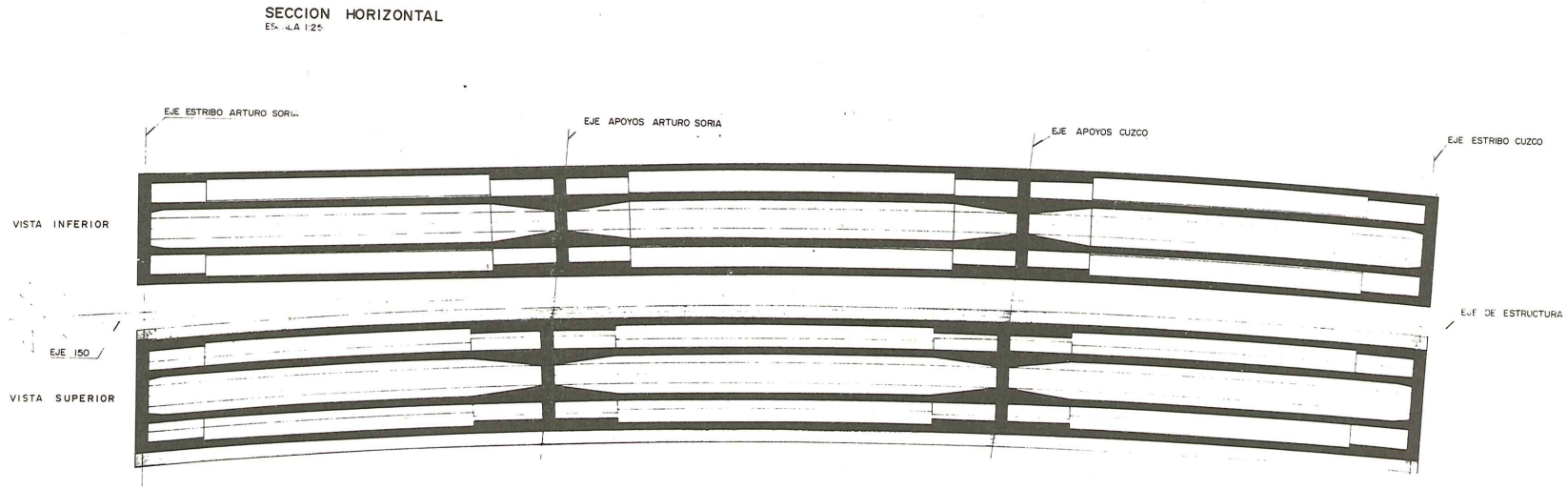


Fig. 3.– Sección horizontal.

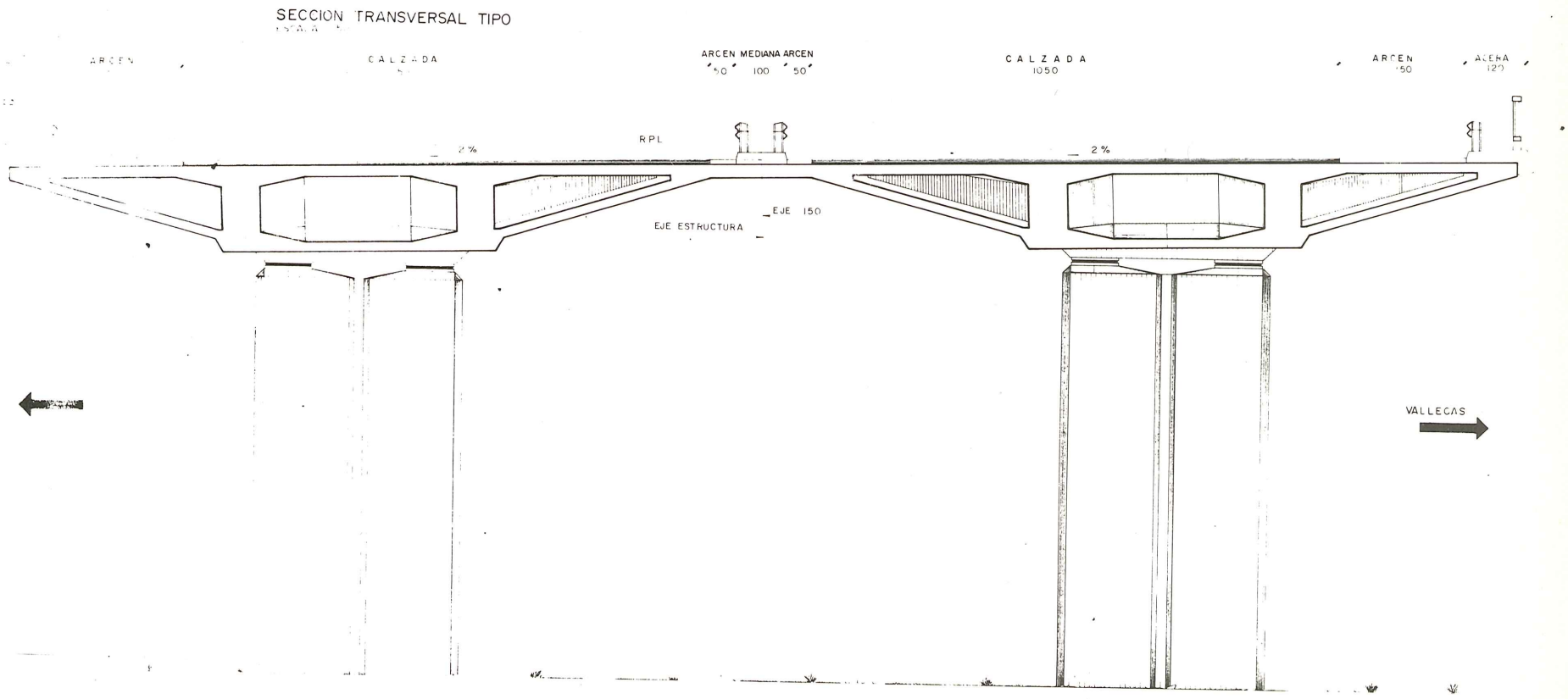
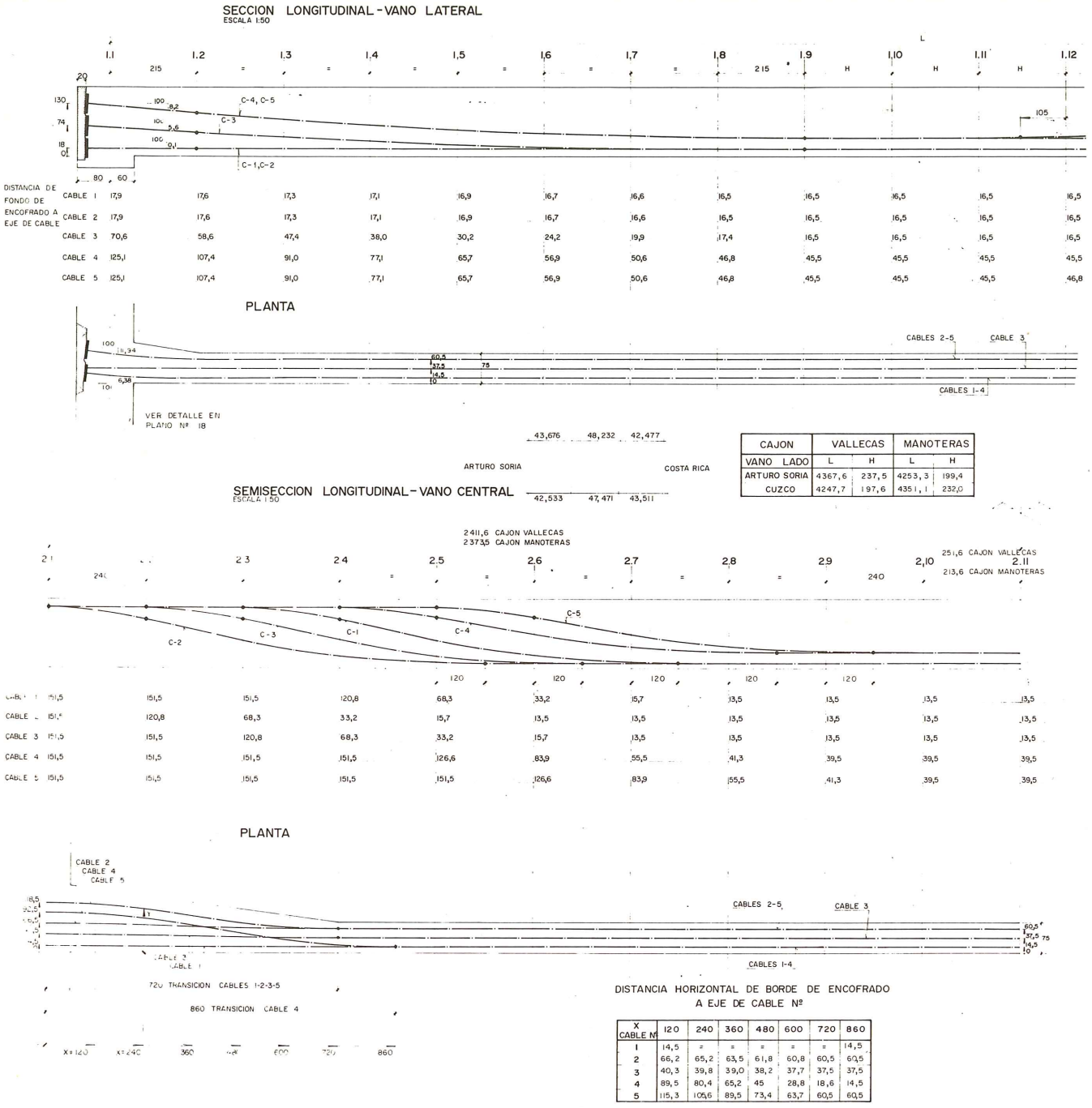


Fig. 4.— Sección transversal tipo.



DISTANCIA DE FONDO DE ENCOFRADO A EJE DE CABLE

CABLE 1	17,9	17,6	17,3	17,1	16,9	16,7	16,6	16,5	16,5	16,5	16,5	16,5
CABLE 2	17,9	17,6	17,3	17,1	16,9	16,7	16,6	16,5	16,5	16,5	16,5	16,5
CABLE 3	70,6	58,6	47,4	38,0	30,2	24,2	19,9	17,4	16,5	16,5	16,5	16,5
CABLE 4	125,1	107,4	91,0	77,1	65,7	56,9	50,6	46,8	45,5	45,5	45,5	45,5
CABLE 5	125,1	107,4	91,0	77,1	65,7	56,9	50,6	46,8	45,5	45,5	45,5	46,8

CAJON	VALLECAS		MANOTERAS	
VANO LADO	L	H	L	H
ARTURO SORIA	4367,6	237,5	4253,3	199,4
CUZCO	4247,7	197,6	4351,1	232,0

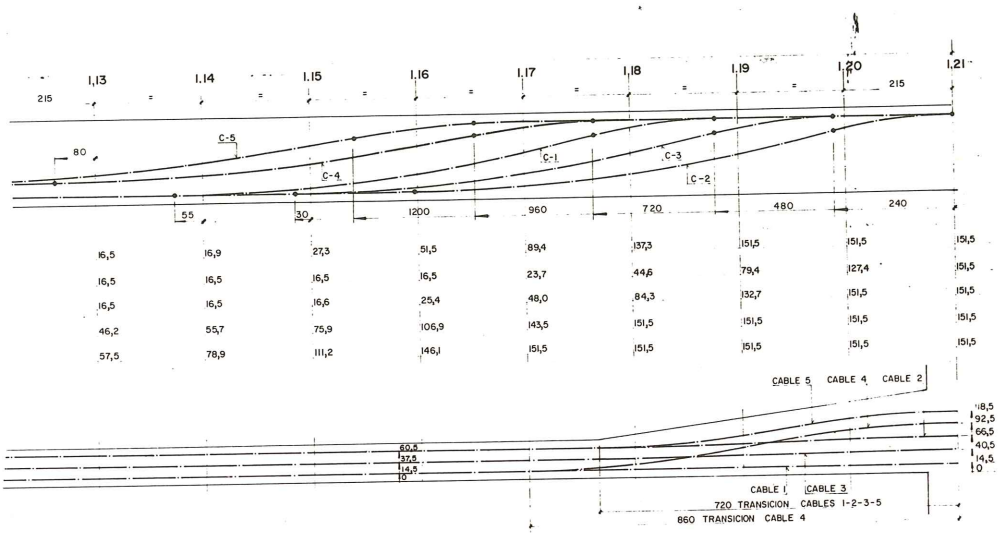
CABLE 1	151,5	151,5	151,5	120,8	68,3	33,2	15,7	13,5	13,5	13,5	13,5
CABLE 2	151,5	120,8	68,3	33,2	15,7	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5
CABLE 3	151,5	151,5	120,8	68,3	33,2	15,7	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5
CABLE 4	151,5	151,5	151,5	151,5	126,6	83,9	55,5	41,3	39,5	39,5	39,5
CABLE 5	151,5	151,5	151,5	151,5	151,5	126,6	83,9	55,5	41,3	39,5	39,5

X CABLE Nº	120	240	360	480	600	720	860
1	14,5	=	=	=	=	=	14,5
2	66,2	65,2	63,5	61,8	60,8	60,5	60,5
3	40,3	39,8	39,0	38,2	37,7	37,5	37,5
4	89,5	80,4	65,2	45	28,8	18,6	14,5
5	115,3	105,6	89,5	73,4	63,7	60,5	60,5

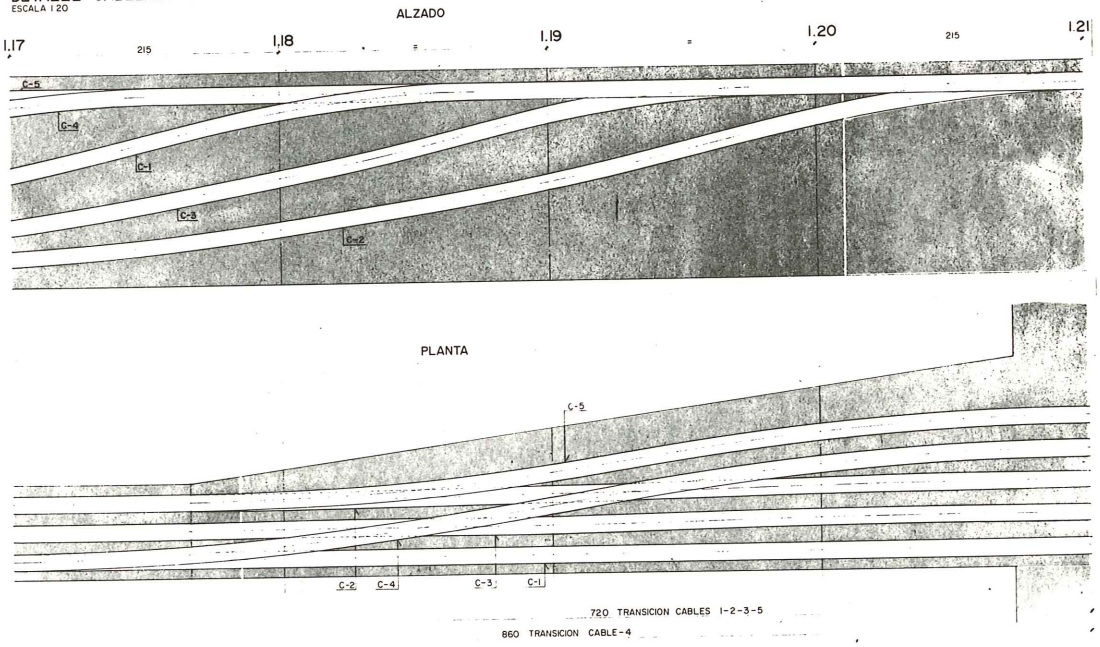
Fig. 5.— Pretensado longitudinal.

una gran hendidura central, fig. 8, que subraya la existencia del doble apoyo del cajón.

El estribo lado Cuzco es de tipo abierto clásico formado por la zapata, fustes de canto variable y un cabezal para contener las tierras superiormente, mientras que el estribo lado Barajas debido a su altura, motivada por la cota de cimentación impuesta por la presencia del colector de la margen izquierda de la autopista, y a la existencia del carril de incorporación del enlace a ésta, se ha diseñado como un estribo cerrado de contrafuertes. En la figura 9 puede apreciarse el aspecto de los alzados de pilas y estribos en fase de construcción.



DETALLE CABLEADO EN ZONA PROXIMA A PILAS
ESCALA 1:20



ANALISIS:

Al plantearnos este diseño, uno de los aspectos resistentes que más nos preocupaba asegurar era el empotramiento torsional de cada cajón del tablero sobre el fuste de la pila respectiva, con la mínima separación transversal entre las placas de apoyo correspondientes. En efecto, la escasez de espacio para implantación de pilas nos obligaba a reducir lo más posi-

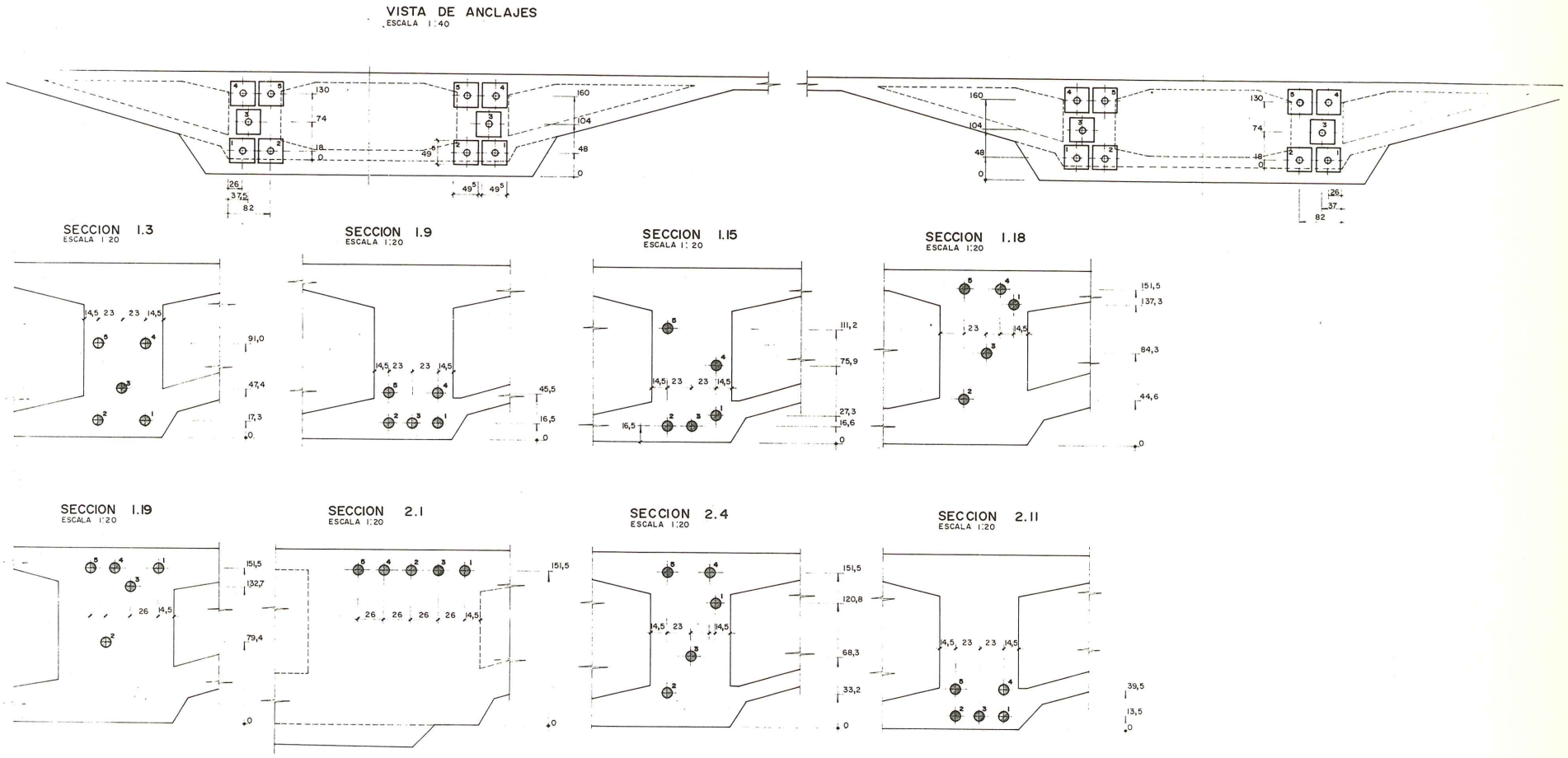


Fig. 6.— Pretensado longitudinal, secciones transversales y vista de anclajes.

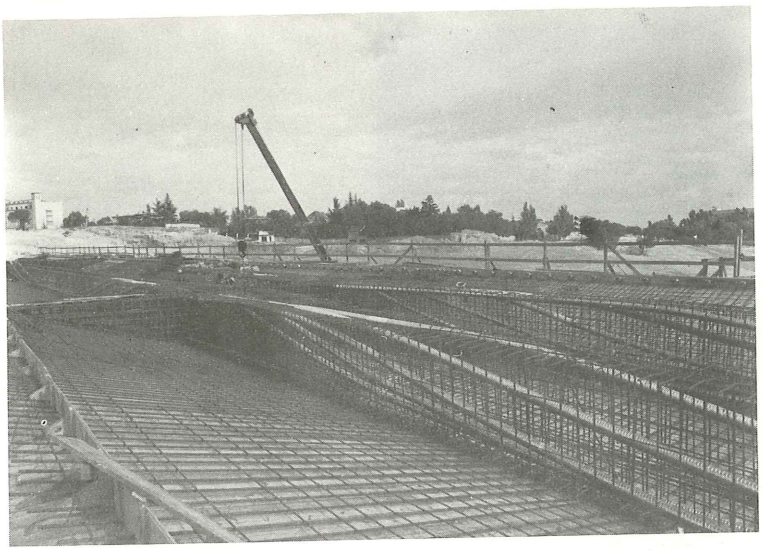


Fig. 7.— Detalle de montaje del pretensado longitudinal.

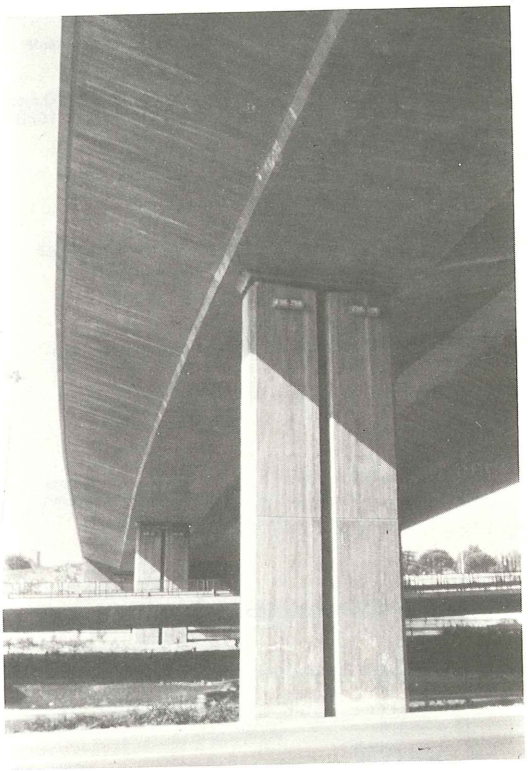


Fig. 8.— Detalle de pilas.

ble su sección, y deseábamos conocer con precisión la reacción (resultante y excentricidad transversal) transmitida por cada viga del tablero a su fuste de pila.

La distribución interna de tensiones normales y tangenciales en un tramo simple de esta misma sección está bien resuelta a través, por ejemplo, del análisis como lámina plegada o bandas finitas. Un dintel continuo puede también ser abordado por tales métodos, introduciendo un número suficiente de reacciones intermedias incógnitas y estableciendo las correspondientes ecuaciones de compatibilidad de corrimientos. Pero, con la sección del dintel proyectada, el volúmen de cálculo numérico es muy considerable.

La solución alternativa es aceptar para cada viga cajón una distribución de tensiones

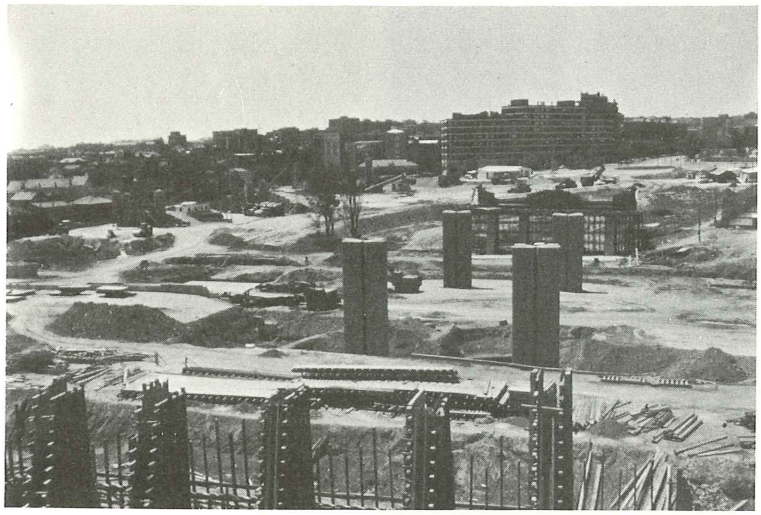


Fig. 9.– Alzado de pilas y estribos durante construcción

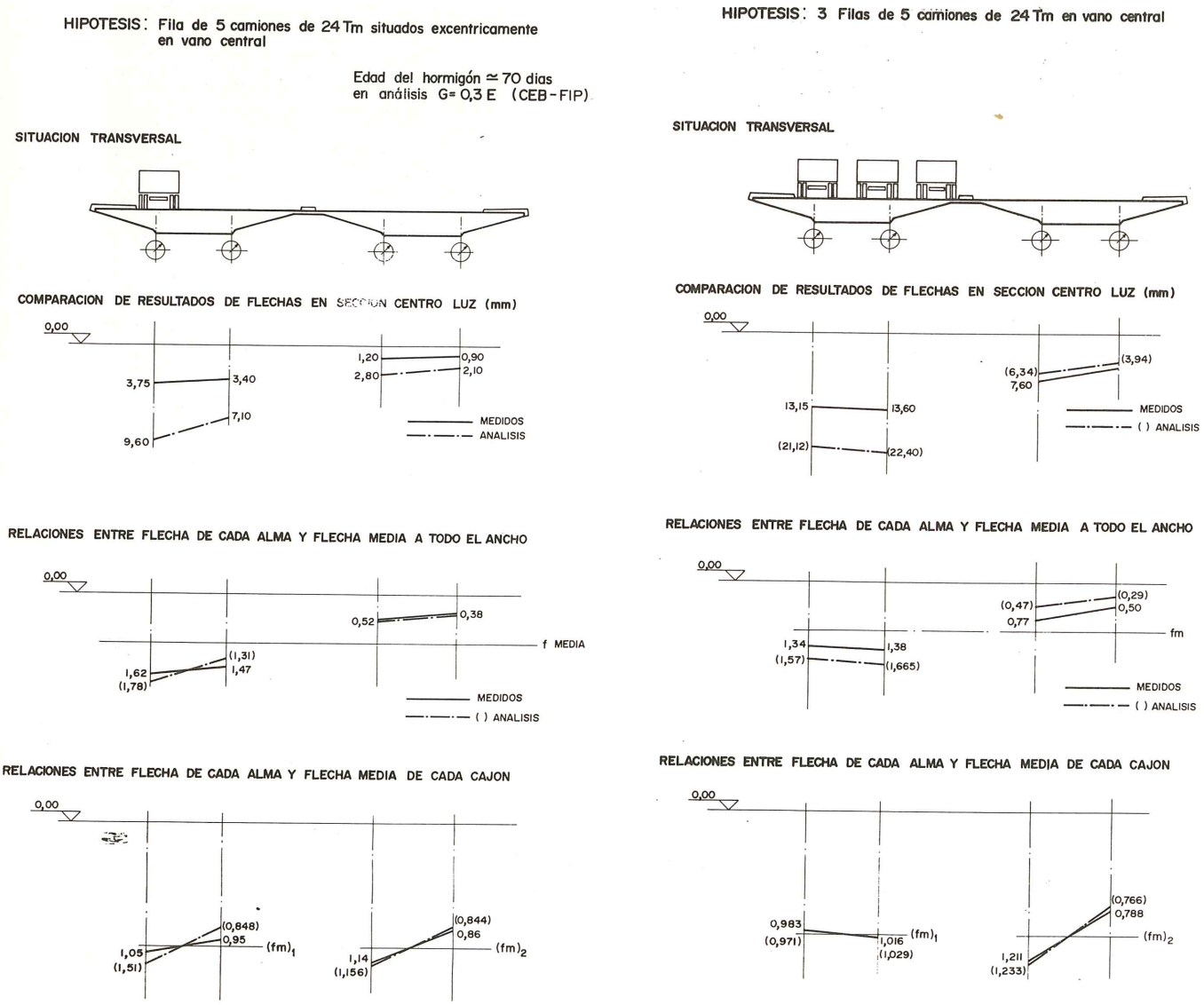


Fig. 10.– Comparación de resultados de la prueba de carga con los previstos en el análisis.

normales de acuerdo con la teoría simple de la pieza de sección indeformable. Nuestra experiencia con secciones de este tipo es que las desviaciones de la realidad (equiparada aquí a los resultados del análisis como lámina plegada) respecto a la teoría simple pueden ser apreciables (10 a 30 por 100 de diferencia entre tensión punta y tensión media) pero poco significativas en términos prácticos al superponer a ellas la distribución real de tensiones normales debidas al pretensado longitudinal. Por otro lado, la importancia de esta distribución no uniforme es todavía menor en la seguridad frente a rotura por flexión.

Nos orientamos por ello hacia un modelo de análisis que permitiera, con poco esfuerzo de ordenador, considerar el tramo continuo y obtener las reacciones globales de apoyos extremos e intermedios para cualquier hipótesis de carga. Comprobada la rigidez de la sección proyectada frente a la distorsión (un 98,6 por 100 del momento torsor exterior sería absorbido en régimen de torsión de Saint Venant y sólo un 1,4 por 100 en trabajo de distorsión según la teoría de Richmond), aceptamos un modelo del tablero formado por dos nervios longitudinales, espaciados de eje a eje 16 m, y enlazados transversalmente por un forjado de 2 m de ancho. Incluyendo como incógnitas básicas la interacción entre nervios formada por el cortante y el momento transversal (y olvidando el rasante longitudinal), tal esquema admite una resolución muy simple mediante análisis armónico. Y si la sección de los nervios es constante pueden incluirse apoyos intermedios rígidos o elásticos sin más que introducir las reacciones globales sobre cada nervio como incógnitas.

En nuestro caso, la reacción global se compone de fuerza vertical y par transversal. De modo que teníamos en total: 2 nervios x 2 apoyos/nervio x 2 incógnitas/apoyo = 8 incógnitas. El análisis, totalmente paralelo al de lámina plegada, se resuelve con un volúmen incomparablemente inferior de cálculo numérico.

Puesto a punto el programa correspondiente, pudimos obtener por un lado las reacciones y los esfuerzos longitudinales y transversales para cualquier hipótesis de carga, suma de acciones centradas y repartidas en rectángulos arbitrarios. Y llegar por otro, al cálculo sistemático de los valores extremos (envolvente) de los esfuerzos longitudinales (flector, cortante y torsor) en cada nervio, y de los transversales en las diversas secciones del forjado de enlace, así como de las reacciones globales en cada apoyo de ambos nervios, e incluso de las reacciones individuales (máxima y mínima compresión) de cada placa de neopreno. Vale la pena indicar que para representar las acciones concentradas sobre el tablero (ruedas del vehículo excepcional y reacciones intermedias) incluíamos 75 armónicos, mientras para las cargas repartidas utilizabamos sólo 15. Por otro lado, los valores del torsor y cortante de nervios en las secciones de apoyos intermedios se calculaban a una distancia del eje de apoyo igual al veinteavo de luz para eliminar el efecto Gibb (la suma de la serie de armónicos tiende a cero en puntos de discontinuidad).

Los esfuerzos de flexión longitudinal fueron calculados para cada cajón en la hipótesis de viga continua afectando a la sobrecarga de los coeficientes de distribución obtenidos según el programa anteriormente mencionado. Para el dimensionamiento del pretensado y la armadura transversal se utilizaron las Recomendaciones del CEB–FIP, con obra proyectada en clase I. En el dimensionamiento de la armadura de zunchado de la zona de anclajes de pretensado se utilizaron los ábacos de Iyengar, con lo que trabajando el acero, de calidad AE–50, a 3000 kg/cm^2 no se observó en el hormigón de las proximidades de los anclajes ninguna fisuración. A pesar de esta tensión en el acero –tan alta según la nueva norma EP–77– la densidad de armaduras en la zona de anclaje era muy fuerte, y un dimensionamiento de dicha armadura según la Norma hubiera llevado a serias dificultades para la puesta en obra del hormigón.

Merece la pena destacar, finalmente, la buena concordancia de los resultados de deformaciones de la prueba de carga respecto a los deducidos del análisis teórico anterior. En la

fig. 10 puede verse en valores relativos la distribución transversal de flechas en la sección de centro luz del vano central en las dos hipótesis indicadas en la figura tanto para valores teóricos como medidos. Esta concordancia es un índice de la buena representación de la realidad física que se logra con el modelo de análisis empleado.

Los detalles del proceso constructivo se incluyen en la comunicación siguiente relativa a los puentes curvos de este mismo Enlace.

En las Figs. 11 y 12 pueden verse dos aspectos de la obra terminada.

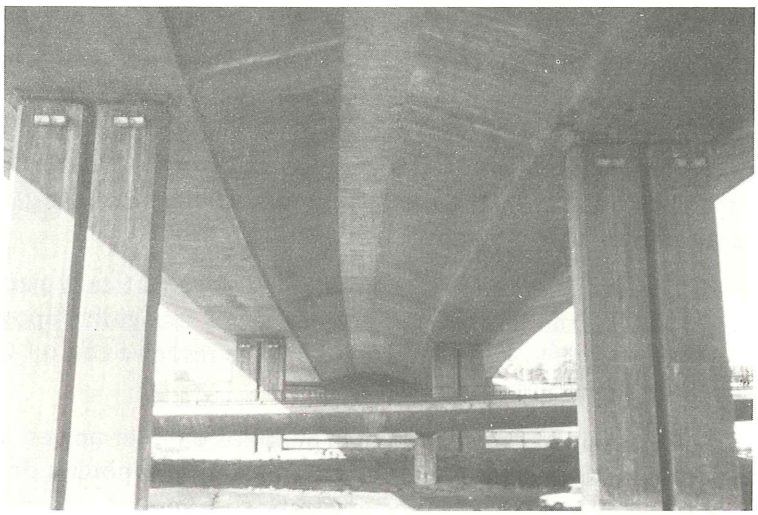


Fig. 11.— Vista inferior del puente terminado.

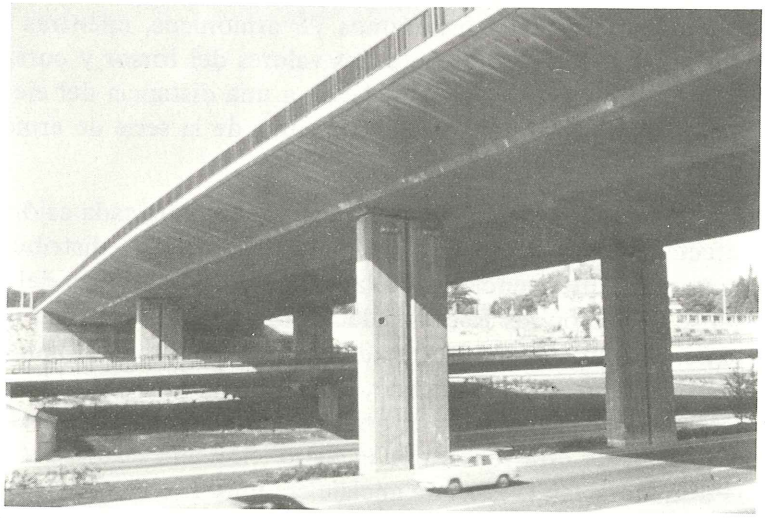


Fig. 12.— Alzado de la obra terminada.

Este puente fué proyectado en ARPING Estudio Técnico por los autores de esta comunicación junto al Ingeniero D. Vicente Serrano Orts. La dirección de obra (M.O.P.) corrió a cargo del Dr. Ing. D. Pascual de Juan, y la empresa constructora fué HUARTE Y CIA actuando como jefe de obra el Ingeniero D. Enrique Inés. El sistema de pretensado, tanto en tendones longitudinales como transversales fué FREYSSINET.

Resumimos en el cuadro siguiente las cuantías de materiales empleados en el tablero por m^2 del mismo:

CUANTIA DE MATERIALES EN TABLERO		
HORMIGON H-375		0,56 m^3/m^2
ACERO PASIVO AE-50		67,6 kg/m^2
ACERO DE PRETENSADO $f_{máx} = 170$ kg/mm^2	LONGITUDINAL	26,9 kg/m^2
	TRANSVERSAL	7,0 kg/m^2

591-2-134

Los puentes curvos del enlace de Santamarca de la autopista de la Paz, en Madrid.

Por Juan J. Arenas y Angel C. Aparicio
Ingenieros de Caminos
E.T.S. de Ing. de Caminos
Universidad de Santander

Son las estructuras que sirven a los tráficos de entrada y salida desde las calzadas rápidas de la Autopista. El llamado Puente I corresponde a la salida hacia la calle Costa Rica y el Puente II a la entrada en dirección Sur.

PUENTE I

Su trazado en planta describe una curva circular de 103,50 m de radio en el sesenta por ciento de su longitud, discurriendo el trazado del resto según clotoide de parámetro A = 100, de modo que en el estribo lado autopista el radio de curvatura alcanza los 356 metros. El tablero tiene un ancho total de 12,50 metros distribuídos en dos carriles de 3,85 m, dos arcenes de un metro y dos aceras de servicio de 1,40 m. La longitud total de la estructura es de 155,56 m medidos en su eje, divididos en cinco vanos de luces (27,60 + 32,40 + 35,56 + 32,40 + 27,60) m, con esquema estático de viga continua curva sobre apoyos puntuales empotrada a torsión en los estribos y, en consecuencia, con una luz de torsión de 155 m, coincidente con la longitud total.

La sección transversal se ha concebido como un cajón trapecial bicelular, de 4,20 m de fondo y 12,00 m de lado superior, compuesto de un alma central de 1,80 m de ancho, que aloja los cables de pretensado longitudinal, resiste el esfuerzo cortante y recibe directamente las reacciones de apoyo de las pilas, y dos paredes laterales fuertemente inclinadas, que cierran el circuito resistente a torsión. El canto es constante e igual a 1,40 m.

El espesor de los tabiques inclinados es de veinte centímetros en la sección tipo de los vanos segundo, tercero y cuarto, y de treinta centímetros en los vanos primero y quinto y en los 4,10 metros a cada lado del apoyo sobre todas las pilas.

El forjado superior es de espesor variable entre 22 y 35 cm en los tres vanos centrales y desde 25 cm a 35 cm en los vanos extremos.

En las Figs. 1 y 2 puede verse la sección longitudinal, la sección horizontal y las secciones transversales tipo.

Es de destacar en la Fig. 2 cómo el eje del apoyo puntual sobre pilas está dispuesto en la vertical del centro de esfuerzos cortantes. Durante el proyecto tanteamos la posibilidad de

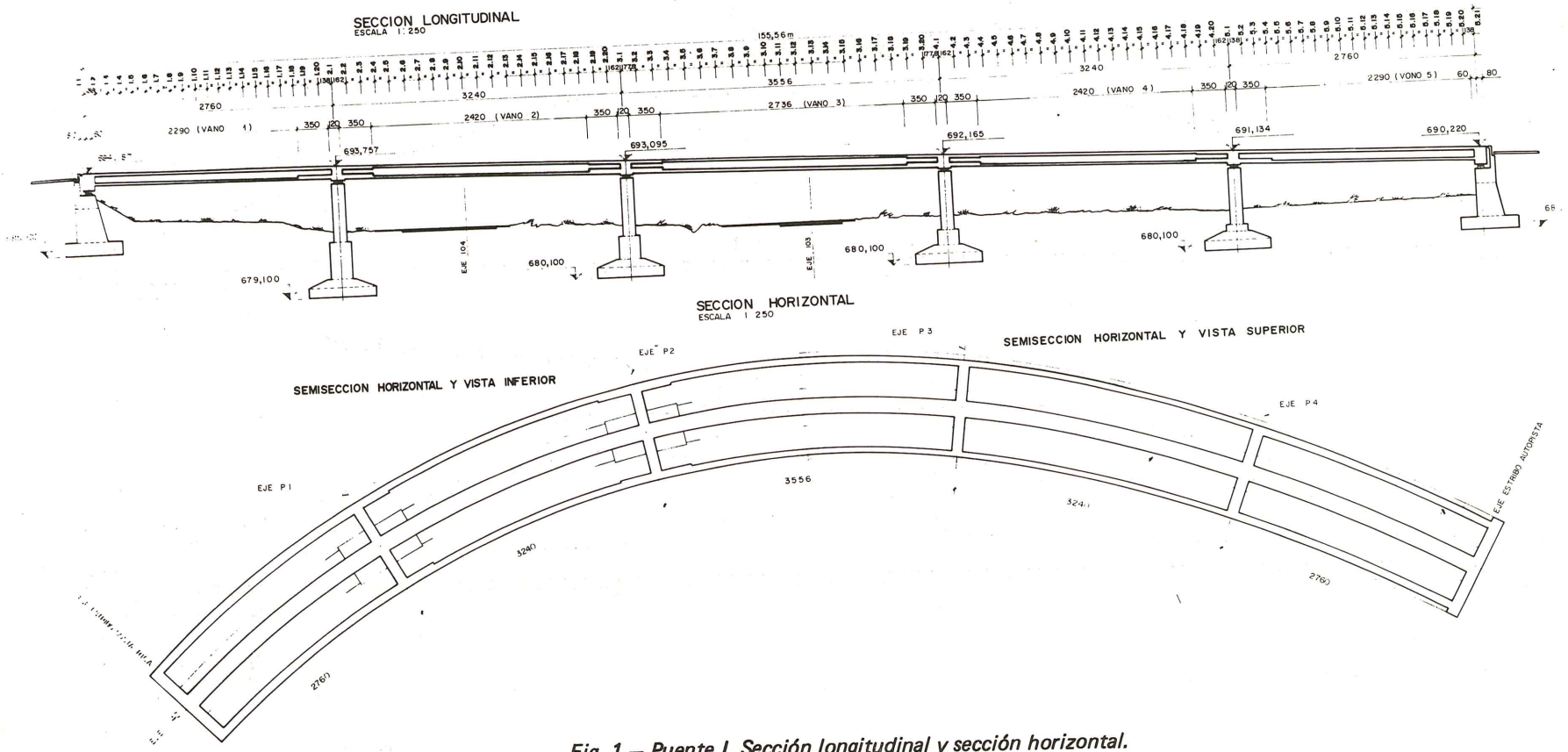


Fig. 1.— Puente I. Sección longitudinal y sección horizontal.

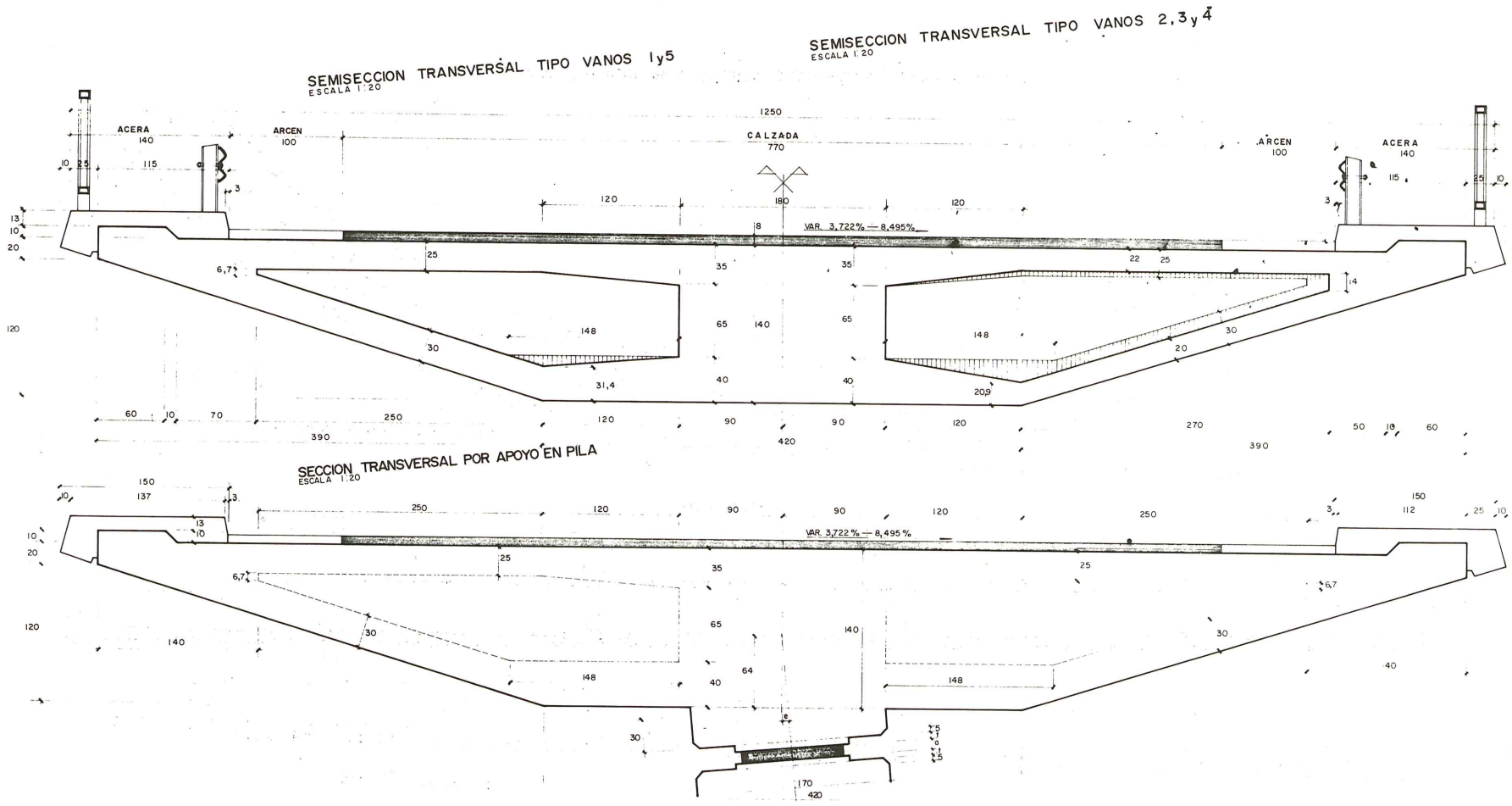


Fig. 2.— Secciones transversales tipo y apoyo en pila.

desplazar transversalmente, hacia el lado exterior de la curva, los apoyos puntuales a fin de introducir cargas torsoras concentradas que compensaran y redujeran los momentos de torsión debidos al peso propio, la superestructura y el pretensado longitudinal. Es una posibilidad interesante que no nos decidimos a utilizar en esta ocasión. Por miedo al efecto estético desfavorable del descentramiento de los fustes, que podría ser muy acusado a causa de las pocas anchuras del fondo del dintel.

Las ventajas que este diseño de sección transversal presenta para el tipo de dintel considerado pueden resumirse en:

1.– Marco transversal casi triangulado y, por tanto, sección prácticamente indistorsionable.

2.– Diversificación sensible de los elementos resistentes a tensiones tangenciales de cortante (alma central) y de torsión (circuito perimetral).

3.– Máxima rigidez torsional para el ancho de tablero de que se dispone.

4.– Transmisión directa al aparato de apoyo del cortante del alma central, y con un claro esquema estático (a través del diafragma transversal) de los cortantes absorbidos por los tabiques inclinados.

5.– Fácil alojamiento de las vainas de pretensado longitudinal en el alma central.

6.– Posibilidad de establecer un pretensado transversal continuo, cuando los torsores son fuertes, en el contorno inferior de la sección.

7.– Calidad plástica de los paramentos troncocónicos y consiguiente reducción visual del canto del tablero.

El pretensado longitudinal consta de tres familias de cables. La primera de ellas discurre de un extremo a otro del tablero y se compone de 6 tendones Freyssinet 37T15 de 940 Tm de carga de rotura. La segunda familia la forman 4 tendones Freyssinet 12T15 y 305 Tm de carga de rotura, que cubren el vano central y apoyos contiguos, anclándose en la parte inferior de los vanos adyacentes. Por último, la longitud total del puente y su curvatura en planta (con pérdidas por razonamiento del orden del 40 por 100 en el vano central) han obligado a disponer una tercera familia formada por 10 tendones Freyssinet 12 ϕ 7, distribuidos en la tabla superior de la sección en las zonas sobre pilas centrales con objeto de asegurar que estas secciones se comportaban en Clase I. (Figs. 3 y 4).

El imperativo de ausencia de tracciones en cualquier fibra de la sección ha sido respetado debido al hecho conocido de que la fisuración provocaría un descenso brusco de la rigidez torsional (lo que en un puente curvo conlleva aumento de los esfuerzos de flexión longitudinal). Este mismo efecto ha conducido a disponer cables de pretensado transversal (14 ϕ 7 Stronghold separados 100 cm) siguiendo el contorno inferior de la sección de los vanos extremos, donde la concentración de momentos de torsión provoca tensiones tangenciales importantes. Asimismo, existe pretensado de tabiques inclinados en los cuatro metros contiguos a cada apoyo sobre pila.

Igualmente existe pretensado transversal en el forjado superior. Está constituído por tendones 24ϕ7 sistema Stronghold distanciados 120 cm en secciones tipo, reforzándose en traviesas de apoyo sobre pilas. (Fig. 5).

Las traviesas finales de apoyo en estribo son piezas rígidas de 1,40 m de ancho y 2,00 de canto, que se pretensan mediante 4 tendones Stronghold 12T15 centrados y produciendo el mismo acortamiento axil del forjado tipo para evitar la pérdida de eficacia del pretensado de este último. (Fig. 6).

El apoyo puntual del tablero sobre cada pila se realiza mediante una placa de neopreno zunchado de 900 X 900 mm^2 y 95 mm de espesor neto de caucho, mientras que en los estribos consiste en tres placas elastoméricas, una central de neopreno zunchado, situada bajo el

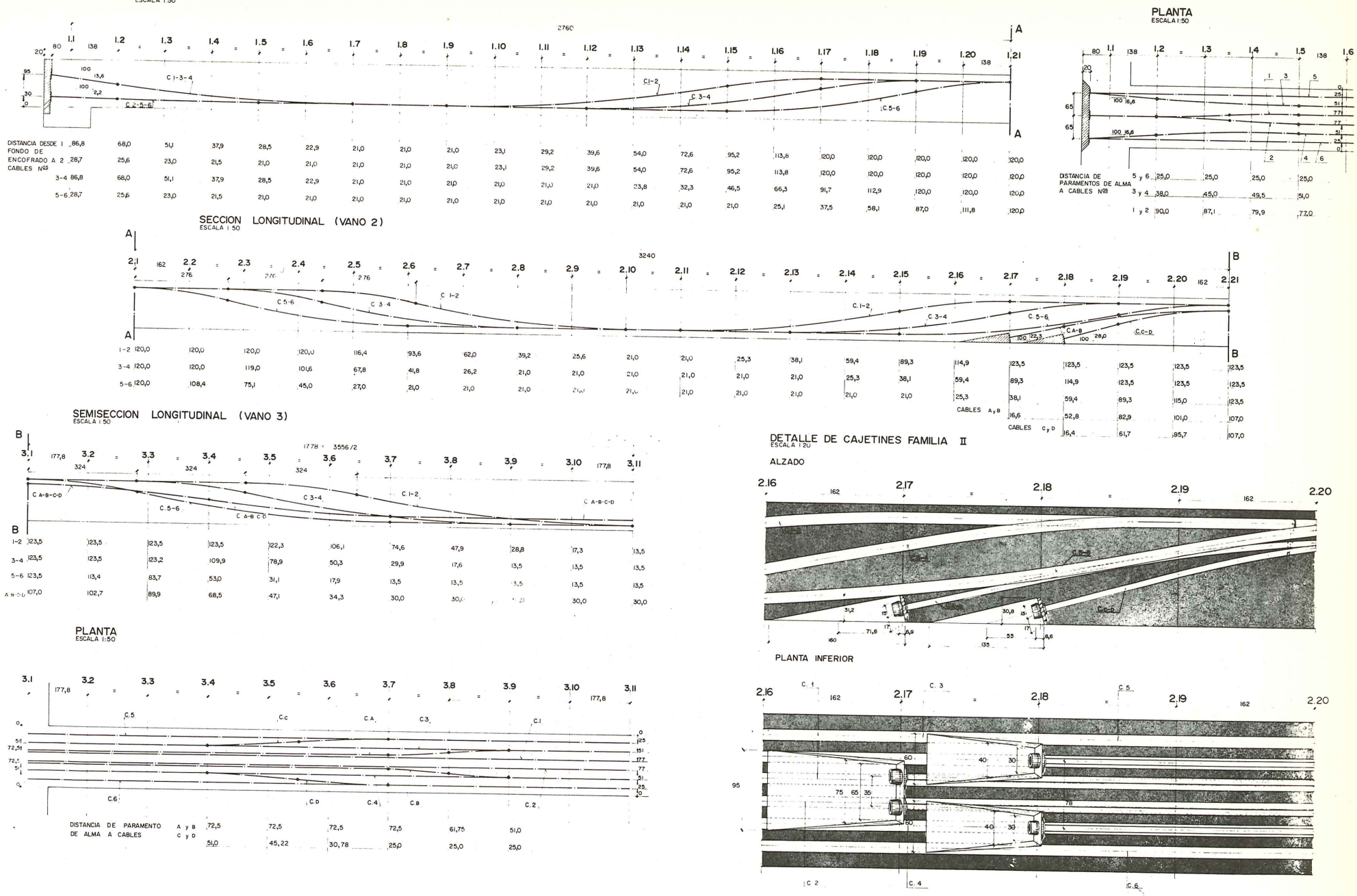


Fig. 3.— Puente I. Trazado del pretensado longitudinal.

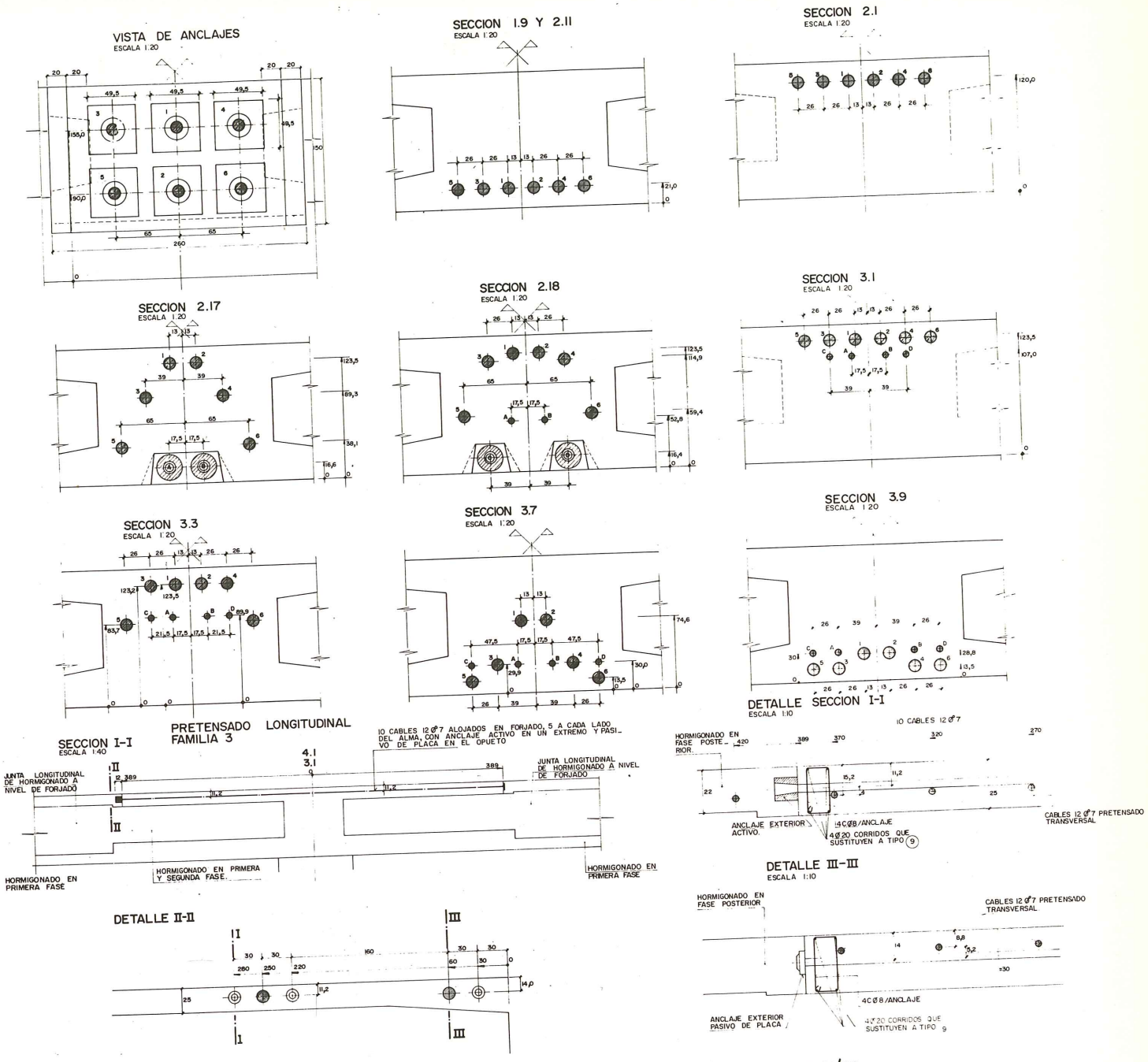


Fig. 4.– Puente I. Pretensado longitudinal. Secciones transversales.

alma de la viga cajón, que recibe directamente la reacción vertical del apoyo, y dos laterales en neopreno-teflon, que absorben la componente de compresión del par de empotramiento torsional, siendo barras de acero pasivo alojadas en vainas de plástico inyectadas y envueltas en grasa consistente las que recogen la componente de tracción de dicho par.

Esta disposición de tres placas de apoyo está bien justificada: En efecto, se tanteó la posibilidad de disponer únicamente dos placas con la máxima separación transversal posible, pero aún así la resultante en valores ponderados caía fuera del espacio entre ellas por lo que no se evitaba el anclaje. Además había que transmitir la reacción, que fundamentalmente lleno se evitaba el anclaje, hasta los aparatos de apoyo con la consiguiente armadura de suspenga por el alma central, ción, bastante elevada, en la misma zona en que debía concentrarse la armadura de introducción del pretensado. Nos pareció un planteamiento más racional el acudir a tres apoyos, re-

SECCION TRANSVERSAL POR TRAVIESA DE ESTRIBO
ESCALA 1:25

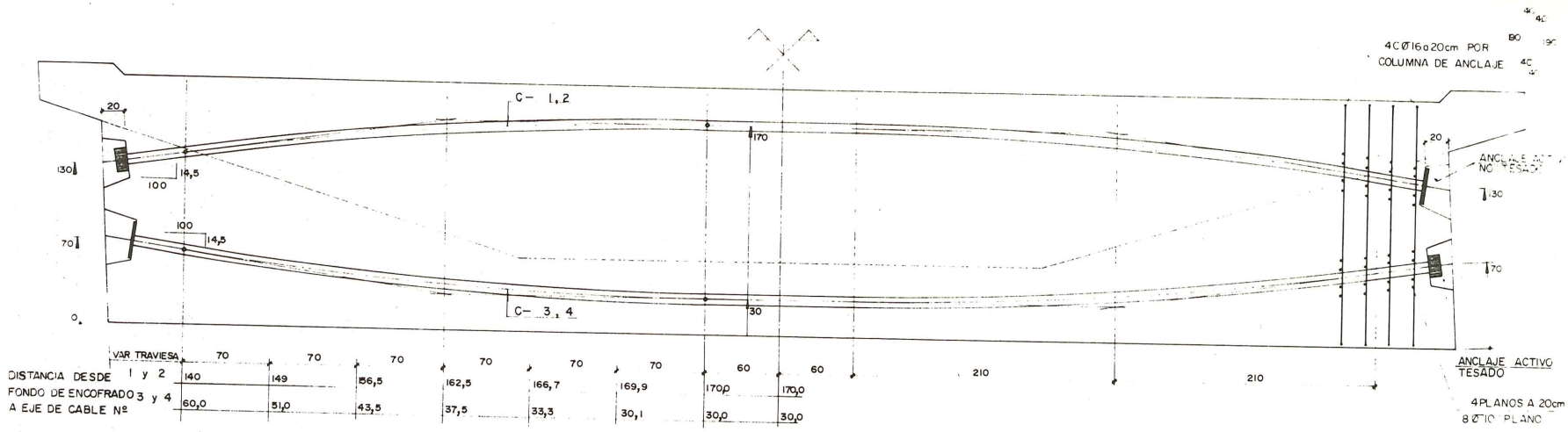


Fig. 6.— Puente I. Pretensado de traviesa sobre estribos.

SEMISECCION TRANSVERSAL VANOS 1y 5
ESCALA 1:25

SEMISECCION TRANSVERSAL TIPO
ESCALA 1:25

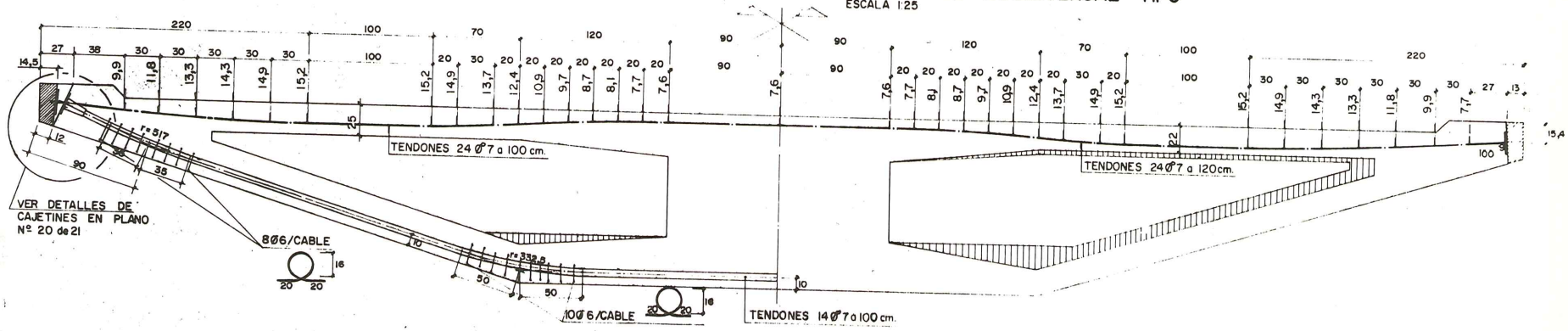
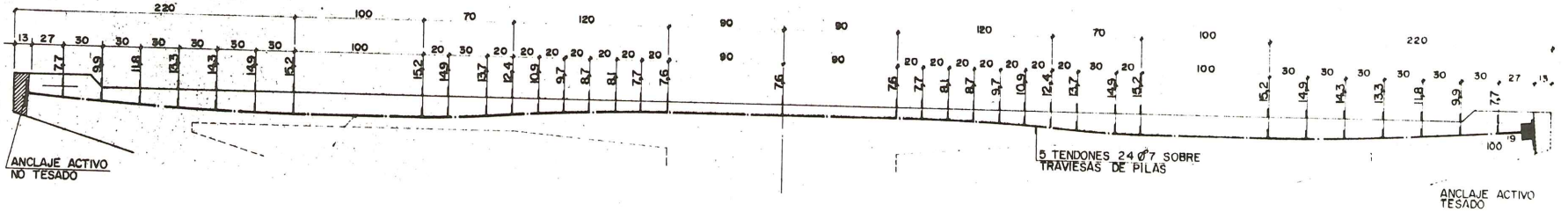


Fig. 5.— Puente I. Trazado del pretensado transversal.

DETALLE SECCION TRANSVERSAL APOYO EN PILA
ESCALA 1:25



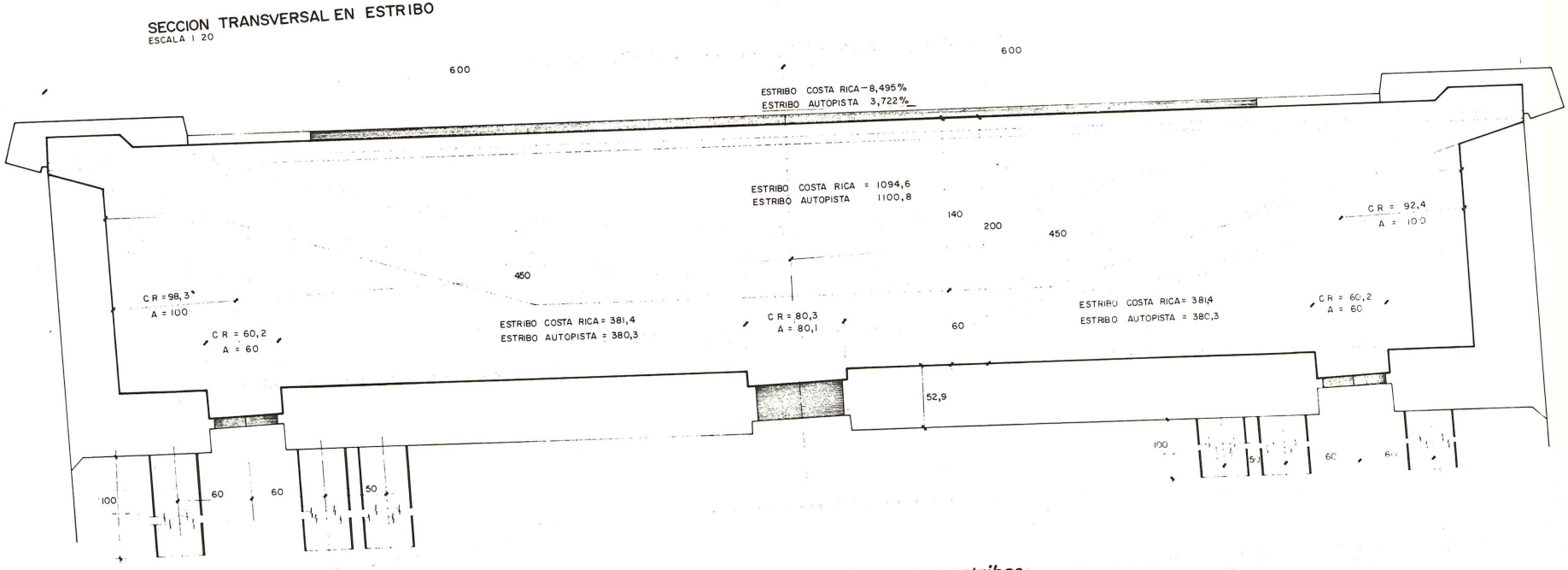


Fig. 7.— Puente I. Detalle de apoyo en estribos.

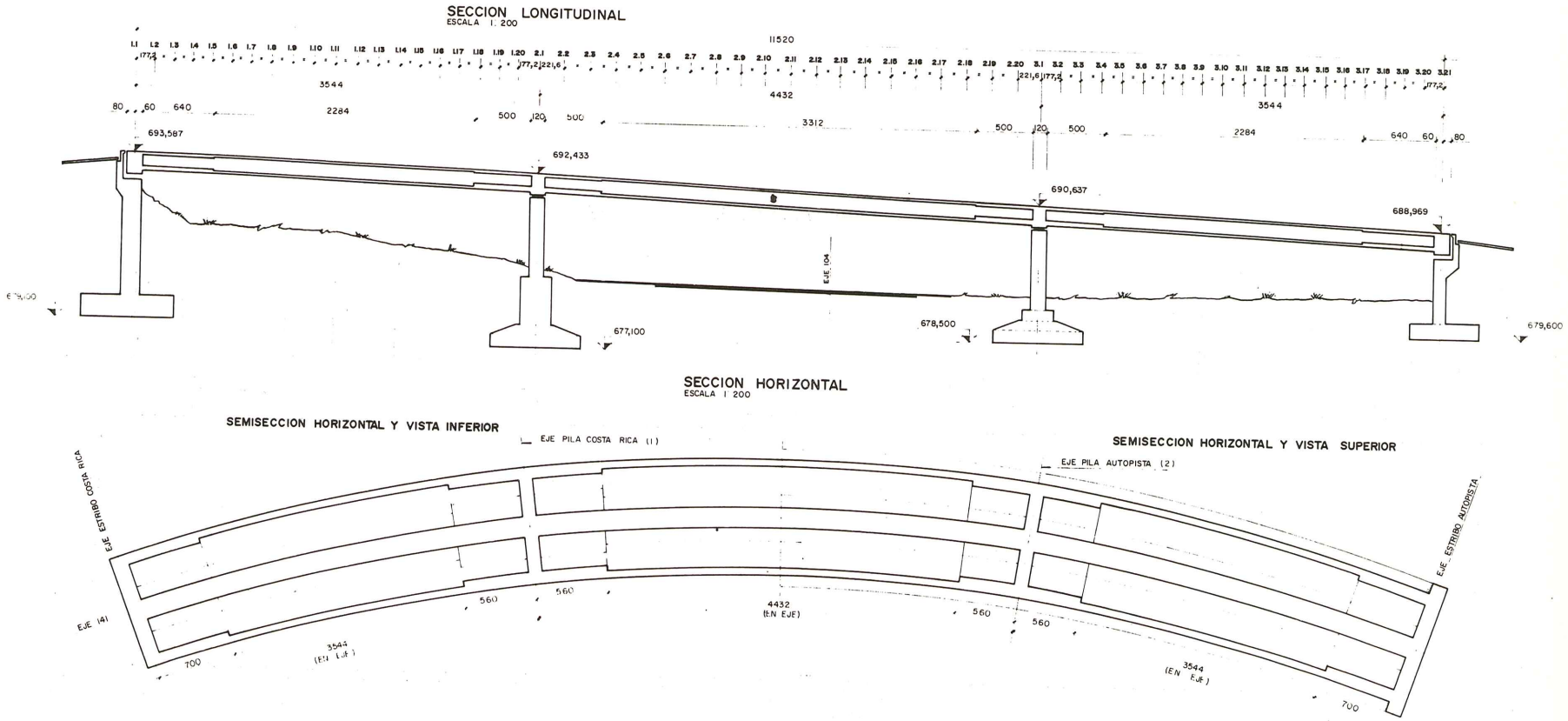


Fig. 8.— Puente II. Sección longitudinal y horizontal.

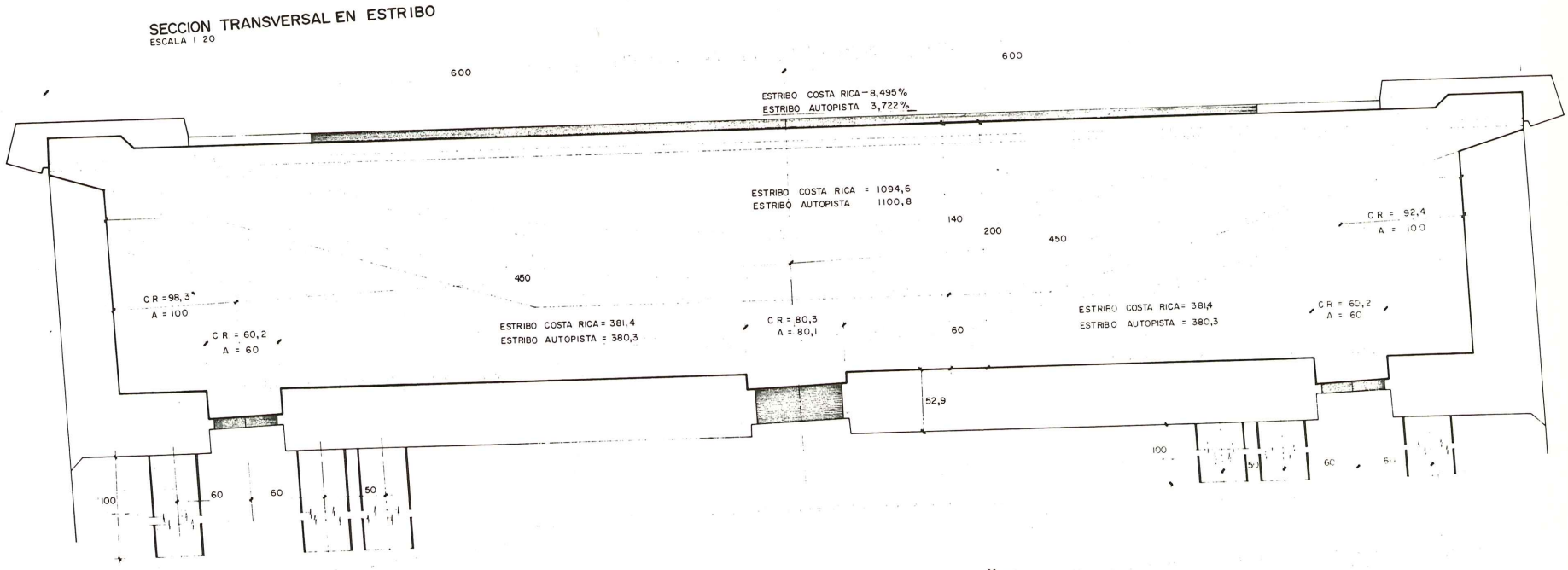


Fig. 7.— Puente I. Detalle de apoyo en estribos.

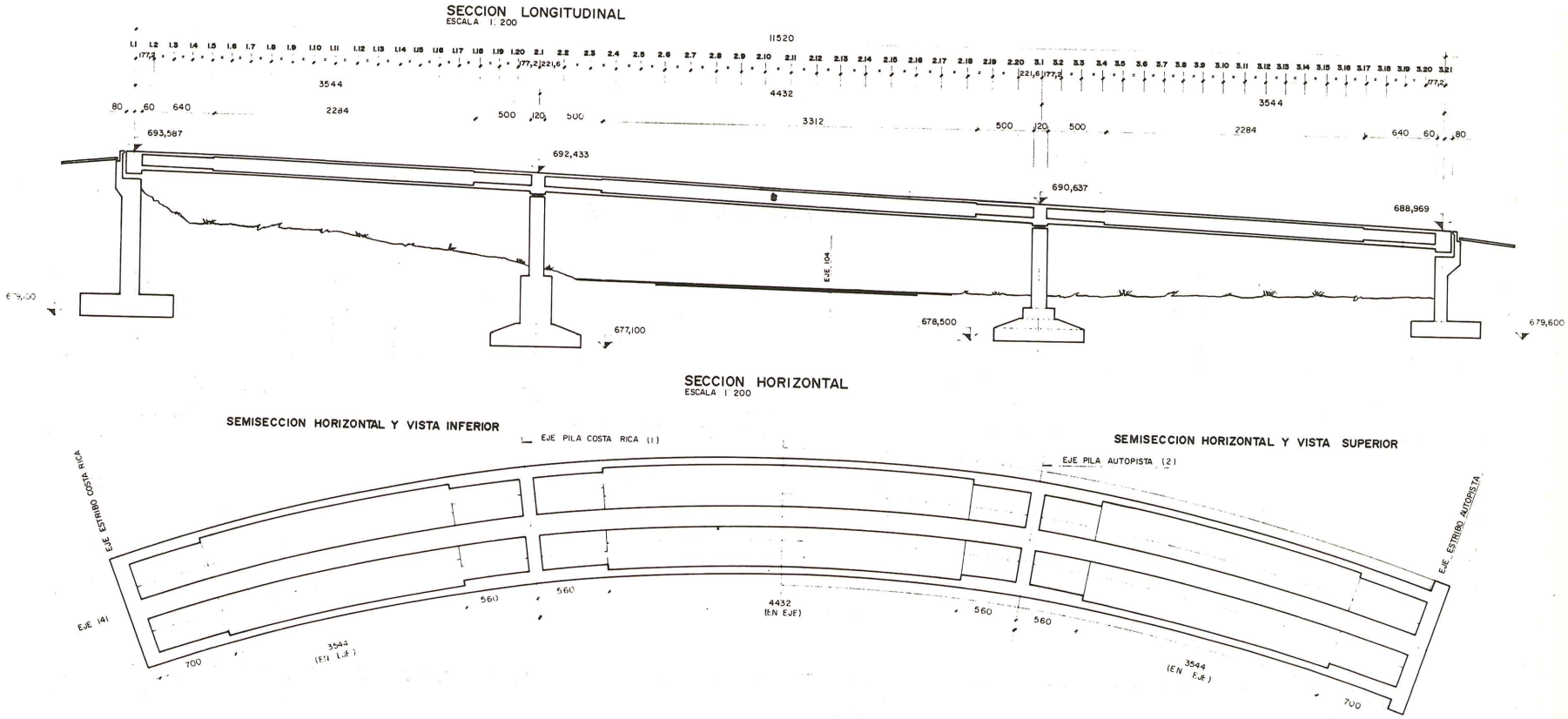


Fig. 8.— Puente II. Sección longitudinal y horizontal.

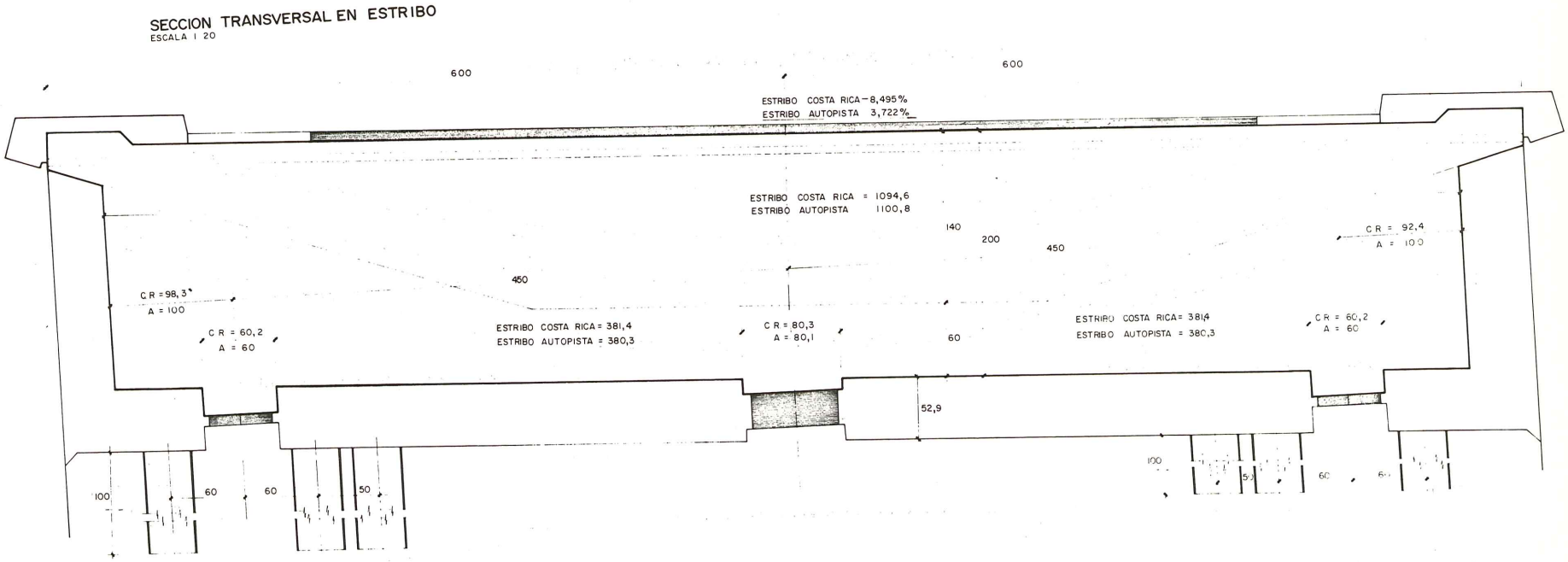


Fig. 7.— Puente I. Detalle de apoyo en estribos.

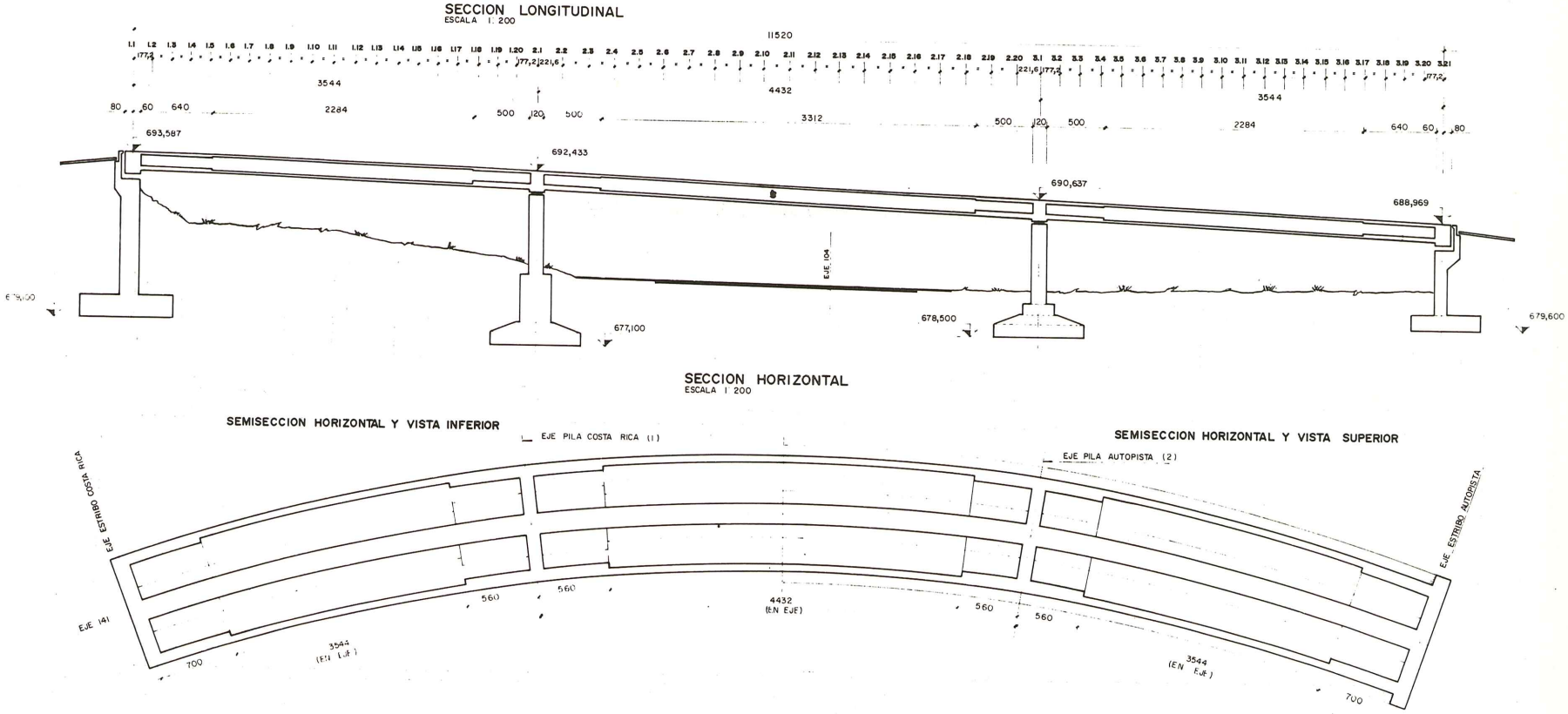


Fig. 8.— Puente II. Sección longitudinal y horizontal.

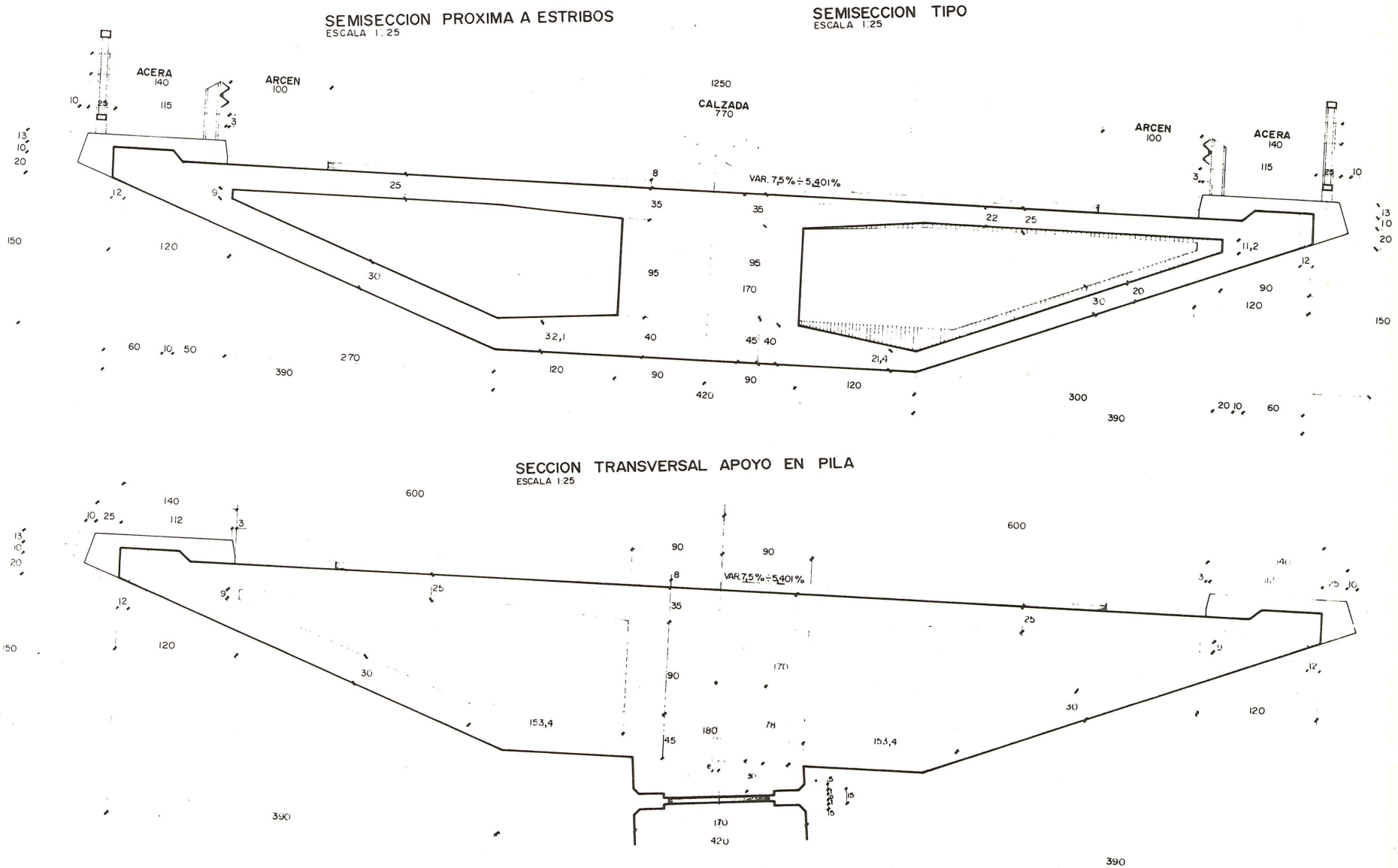


Fig. 9.– Puente II. Secciones transversales.

cogiendo el central el cortante y absorbiendo los laterales la componente de compresión del par torsor. Si en estas placas se hubieran empleado neoprenos zunchados, su dimensionamiento en planta hubiera venido condicionado por el criterio de estabilidad del propio apoyo que requería una gran altura debido a los fuertes corrimientos del dintel. Resultaban pues neoprenos del mismo tamaño que el central, insuficientemente aprovechados y que además creaban un empotramiento a torsión muy flexible dada su altura. Así se optó por desdoblar las funciones de cada placa adoptando neopreno zunchado para el apoyo bajo alma central, y neopreno-teflon para apoyos laterales y teniendo en cuenta, para el cálculo de esfuerzos sobre la traviesa, la distinta rigidez vertical de los apoyos utilizados. (Fig. 7).

Como criterio para dimensionar las armaduras pasivas que deberían absorber la componente de tracción del par torsor se utilizó la condición más restrictiva de las que se enuncian:

1º) Seguridad al agotamiento.

2º) Seguridad ante fatiga por solicitación alternada.

3º) Criterio de lograr igual rigidez axil trabajando a tracción que el apoyo de neopreno-teflón en compresión, siendo esta última la determinante.

PUENTE II

Las características geométricas y estructurales del Puente II son semejantes a las del anteriormente descrito, por lo que nos limitamos a hacer una reseña de los datos más importantes. Su radio de curvatura en planta es de 160 m. La longitud entre ejes de apoyo extremos es de 115,20 m que se dividen en tres vanos de luces (35,44 + 44,32 + 35,44) m, siendo el canto total de 1,70 m. (Figs. 8 y 9).

El pretensado longitudinal está compuesto por 8 tendones Freyssinet 37T15 (Fig. 10). El pretensado transversal del forjado superior está constituído por tendones 24 ϕ 7 sistema Stronghold separados 1,20 m, reforzando las zonas de apoyo sobre pila con tendones de igual potencia. Existen asimismo tendones de pretensado que contornean la parte inferior de la viga cajón en las secciones próximas a los apoyos sobre pilas, empleándose unidades Stronghold 14 ϕ 7.

ANALISIS

Ambas estructuras se analizaron en la hipótesis de comportamiento como viga de sección transversal indeformable. Para el cálculo de esfuerzos se utilizó un programa de emparrillado plano discretizando el dintel curvo mediante barras rectas de longitud igual al décimo de la luz correspondiente. Así, resultaba un ángulo máximo entre dos barras consecutivas de la poligonal de 1,96º grados, aceptable según Sawko. Como módulo de rigidez transversal, G, se adoptó en el cálculo el 30 por 100 del módulo de elasticidad longitudinal, según las recomendaciones del CEB-FIP. En la prueba de carga pudimos apreciar que los desplazamientos medidos fueron muy inferiores a los previstos, sobre todo los giros de torsión, por lo que pensamos que dado el grado de pretensado existente el comportamiento fue prácticamente elástico, con $G \triangleq 0{,}43\ E$.

En las hipótesis de peso propio y carga permanente se tuvo en cuenta la excentricidad transversal de la carga correspondiente a rebanadas de planta sectorial.

El pretensado longitudinal se procesó por el método de las fuerzas equivalentes:

– Fuerzas de desviación en el plano vertical y horizontal.

– Fuerzas de anclaje y fuerzas de rozamiento.

Este método permite, al obtener como resultado los esfuerzos totales debidos al pretensado, (flector, cortante y torsor), su incorporación inmediata al proceso de verificación de tensiones y solicitaciones de cálculo mediante ordenador.

Para la obtención de la envolvente de esfuerzos originados por la sobrecarga se procesaron una serie de hipótesis básicas:

El vehículo de 60 Tm se situaba en el centro de cada vano colocado con máxima excentricidad exterior e interior.

En cuanto a sobrecarga uniforme se realizaban para cada vano 4 hipótesis, cargando la planta por cuartos de superficie, dividiendo el tramo en cuatro partes por el eje de la estructura y el eje transversal del centro de vano. (Fig. 11).

Un programa de cálculo electrónico obtenía la envolvente de cada esfuerzo para cada nudo con los valores concomitantes de los otros esfuerzos.

De entre los resultados del análisis queremos destacar aquí los siguientes:

Comparando los momentos flectores obtenidos como viga continua curva con los del puente recto de iguales luces, sucede que:

I) Los momentos de peso propio y carga permanente difieren muy poco entre ambos esquemas estáticos. La ley de momentos es más alta (mayores momentos negativos sobre apoyos y menores momentos positivos en centro de vano) como viga curva que como viga recta, siendo las diferencias en apoyos de un 3 por 100 y en centro de vano variables entre un 6 por 100 y 1 por 100.

II) Por el contrario, la acción del pretensado (que incluye una carga torsora producida por las fuerzas de desviación de los tendones en el plano horizontal) conduce a resultados comparativamente contrarios: Se reducen los momentos positivos de apoyos y se aumentan (respecto a la viga recta) los negativos de vano, alcanzando las diferencias un máximo del 14 por 100.

III) Es en los momentos de sobrecarga donde las diferencias entre las leyes de momentos son más importantes, alcanzando un 12 por 100 para la sobrecarga uniforme y hasta 41 por 100 para el vehículo de 60 Tm, siempre con valores mayores en el caso de viga continua curva que en el de viga recta.

Respecto a los momentos torsores, se resumen en el siguiente cuadro los valores en ambos extremos del dintel.

Acción		Momentos torsores en extremos del dintel (m. Tm.)			
		Lado Costa Rica R = 103,50 m.	Porcentaje de la suma	Lado Autopista R = 356,00 m.	Porcentaje de la suma
Peso propio		150,0	12,6%	189,4	17,3%
Carga permanente		44,4	3,7%	26,4	2,4%
Pretensado		300,0	25,2%	240,0	21,8%
Sobrecarga (*)	Lado ext.	696,0	58,5%	643,0	58,5%
	Lado int.	–600,0	–	–699,0	–

(*) No se incluyen aquí esfuerzos debidos a fuerza centrífuga ni viento.

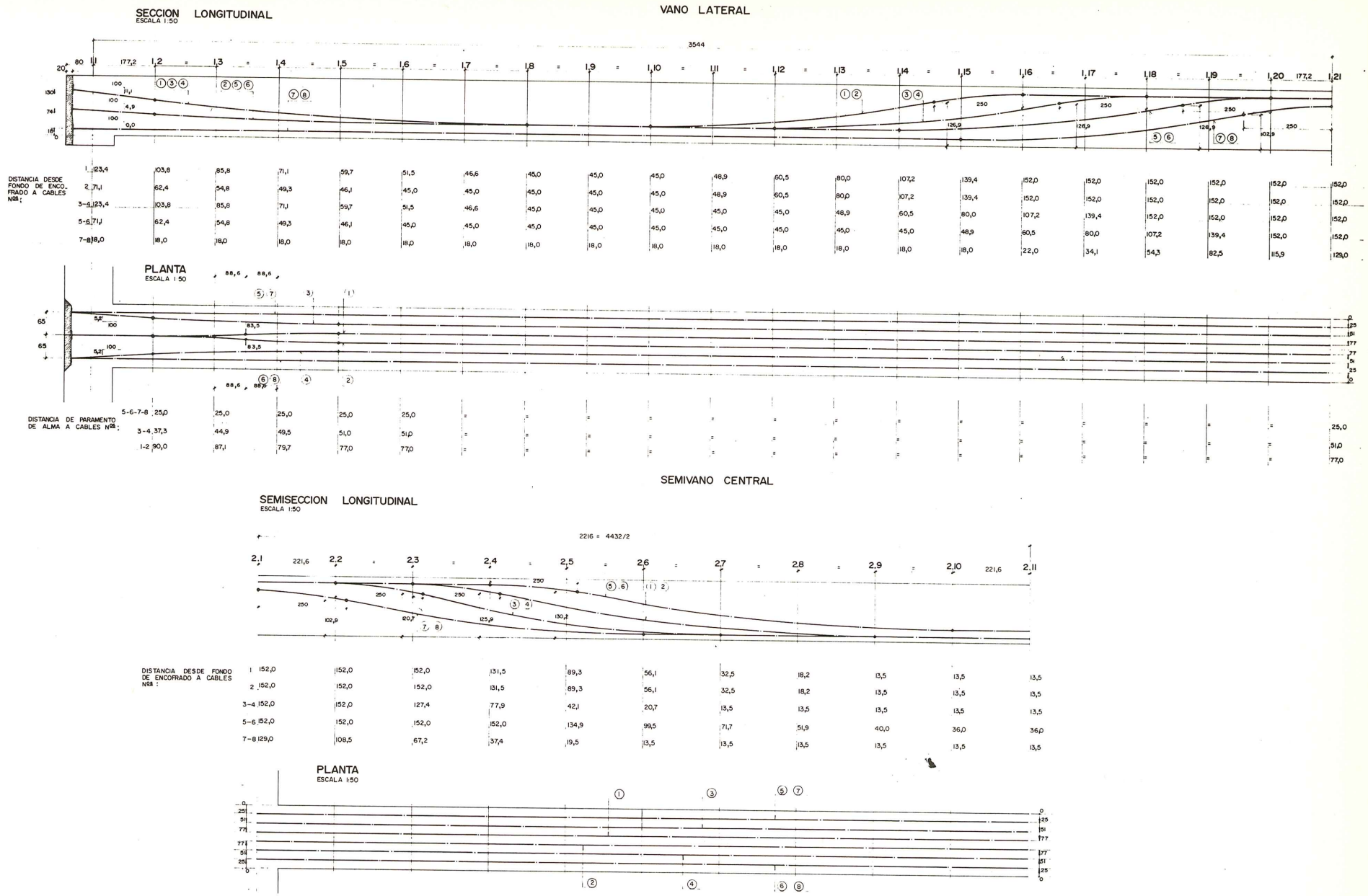


Fig. 10.— Puente II. Trazado del pretensado longitudinal.

HIPOTESIS DE SOBRECARGA REPARTIDA PARA CADA VANO.

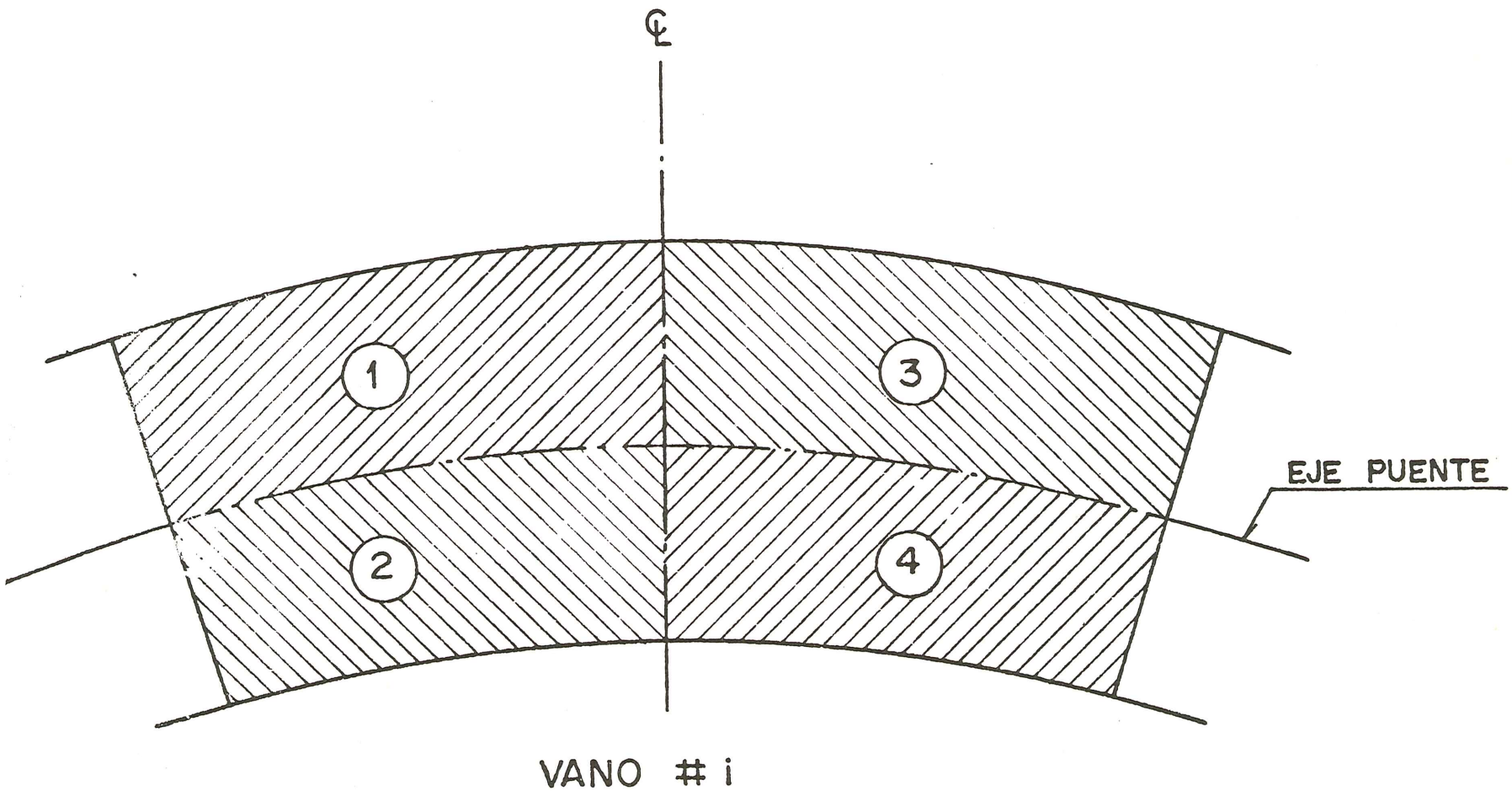


Fig. 11. Esquema de división de vano tipo para sobrecarga repartida.

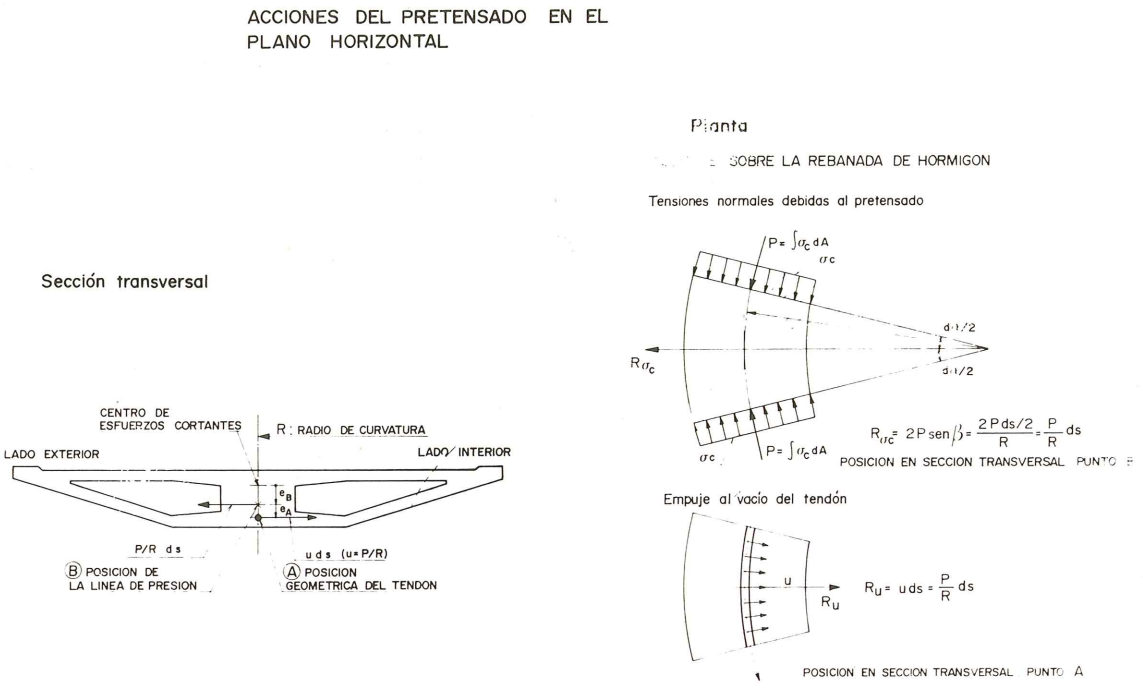


Fig. 12. Esquema de acciones del pretensado en el plano horizontal.

De la observación de este cuadro queremos destacar el porcentaje tan alto del momento torsor acumulado producido por el pretensado. Acostumbrados a hablar siempre del pretensado como acción compensadora de las cargas exteriores, resulta que en los puentes continuos curvos con trazado de tendones no concordante, el pretensado, que evidentemente sigue compensando la flexión y el cortante del peso propio y la carga permanente, produce sin embargo un momento torsor del mismo signo que aquellas acciones, es decir volcador.

Sin entrar en el planteamiento –por otra parte básico– de las ecuaciones de equilibrio de una pieza curva, el fenómeno puede comprenderse físicamente de un modo sencillo. (Fig. 12).

Si se plantea el equilibrio en planta de la rebanada de hormigón, la resultante de las fuerzas de desviación horizontales que el tendón ejerce sobre ésta está dirigida hacia el interior de la curva y su valor coincide con la resultante de las compresiones transmitidas por el hormigón de las rebanadas adyacentes.

Si la línea de presión coincide en alzado con la posición del tendón equivalente, la carga torsora actuante sobre la sección es nula. Por el contrario, si la línea de presión discurre más alta que la posición del tendón medio, lo que es habitual en puentes continuos en los que los momentos hiperestáticos de pretensado suelen ser positivos, la carga torsora que solicita a la sección es:

$$dm_t = u.ds.e_A - \frac{P}{R} . ds.e_B = \frac{P}{R} ds\,(e_A - e_B)$$

y, de sentido volcador. Si nos fijamos, el producto $P\,(e_A - e_B)$ no es otra cosa que el valor del momento hiperestático de pretensado y es éste, en consecuencia, el que engendra la car-

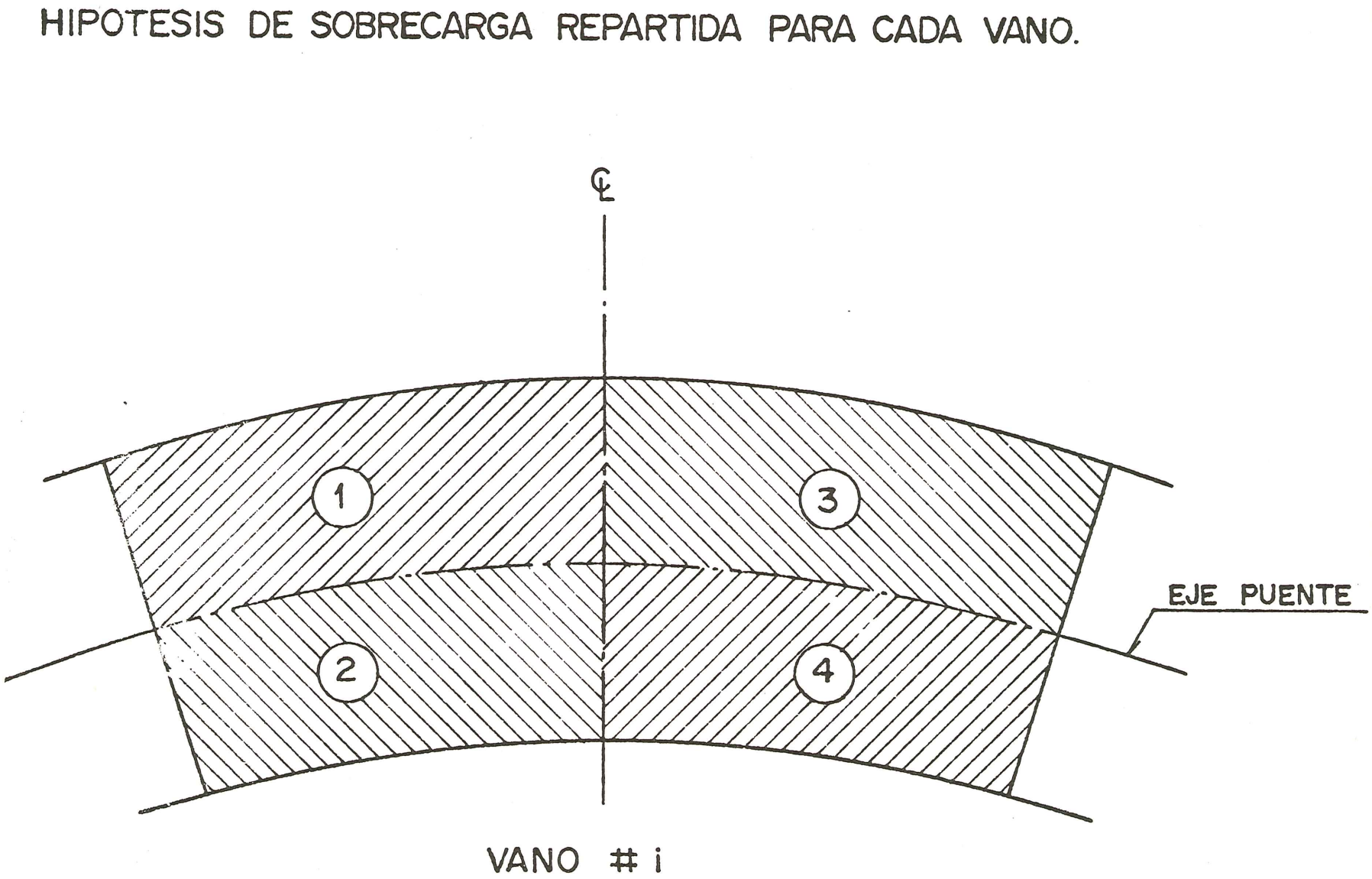


Fig. 11. Esquema de división de vano tipo para sobrecarga repartida.

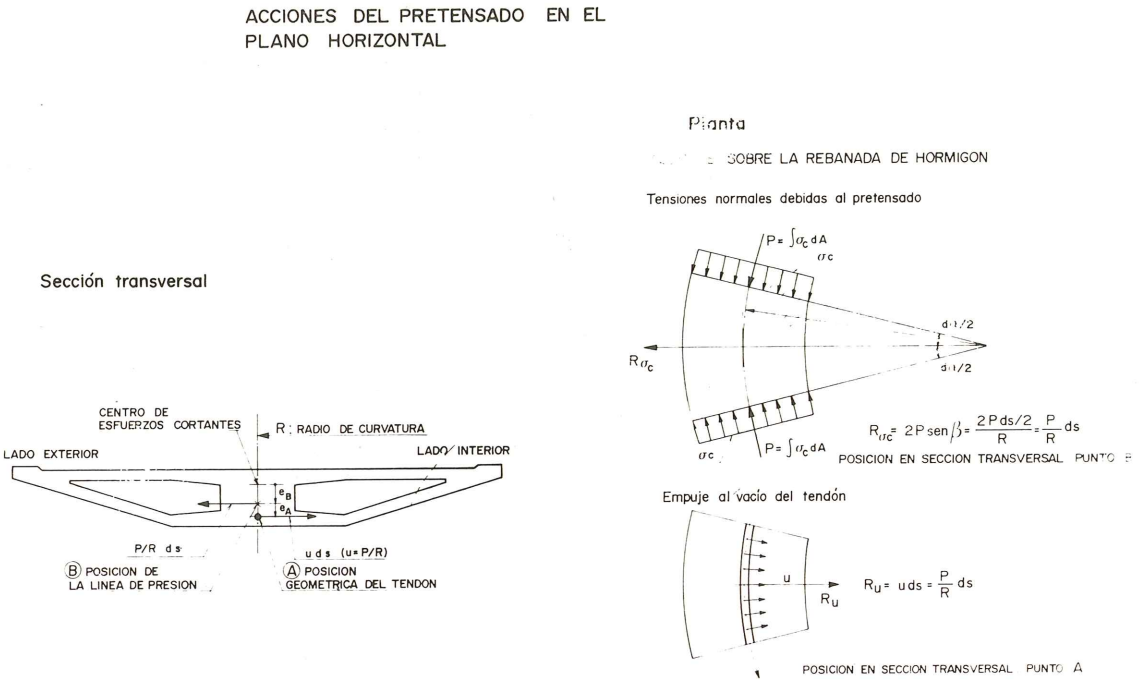


Fig. 12. Esquema de acciones del pretensado en el plano horizontal.

De la observación de este cuadro queremos destacar el porcentaje tan alto del momento torsor acumulado producido por el pretensado. Acostumbrados a hablar siempre del pretensado como acción compensadora de las cargas exteriores, resulta que en los puentes continuos curvos con trazado de tendones no concordante, el pretensado, que evidentemente sigue compensando la flexión y el cortante del peso propio y la carga permanente, produce sin embargo un momento torsor del mismo signo que aquellas acciones, es decir volcador.

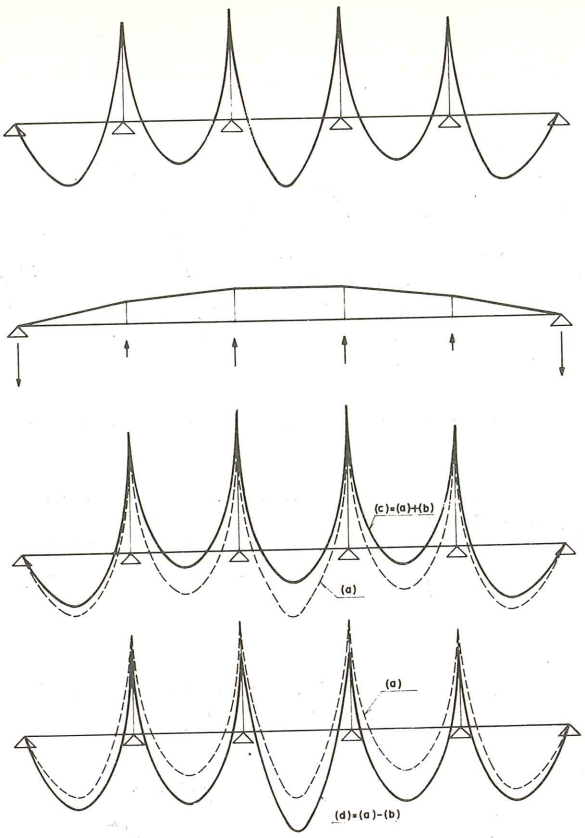
Sin entrar en el planteamiento –por otra parte básico– de las ecuaciones de equilibrio de una pieza curva, el fenómeno puede comprenderse físicamente de un modo sencillo. (Fig. 12).

Si se plantea el equilibrio en planta de la rebanada de hormigón, la resultante de las fuerzas de desviación horizontales que el tendón ejerce sobre ésta está dirigida hacia el interior de la curva y su valor coincide con la resultante de las compresiones transmitidas por el hormigón de las rebanadas adyacentes.

Si la línea de presión coincide en alzado con la posición del tendón equivalente, la carga torsora actuante sobre la sección es nula. Por el contrario, si la línea de presión discurre más alta que la posición del tendón medio, lo que es habitual en puentes continuos en los que los momentos hiperestáticos de pretensado suelen ser positivos, la carga torsora que solicita a la sección es:

$$dm_t = u.ds.e_A - \frac{P}{R} . ds.e_B = \frac{P}{R} ds\,(e_A - e_B)$$

y, de sentido volcador. Si nos fijamos, el producto $P\,(e_A - e_B)$ no es otra cosa que el valor del momento hiperestático de pretensado y es éste, en consecuencia, el que engendra la car-



(a)

Momentos flectores en dintel de planta recta.

(b)

Mf. engendrados por las reacciones debidas a la carga torsora.

(c)

Ley de Mf. para sobrecarga situada en el lado exterior.

(d)

Ley de Mf. para sobrecarga situada en el interior.

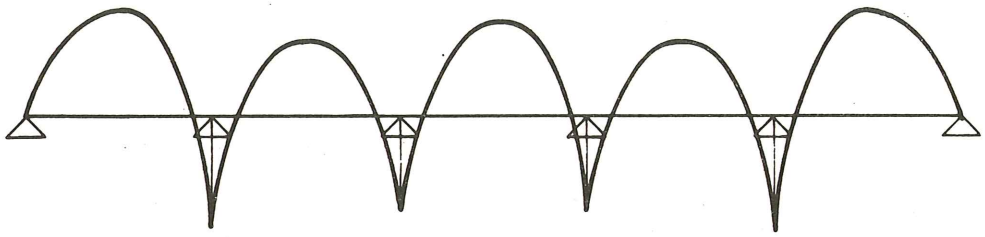
Fig. 13. Leyes de momentos flectores debidos a sobrecarga excéntrica.

ga torsora. Como puede verse es indiferente considerar para este hecho las excentricidades desde la fibra baricéntrica o desde el centro de esfuerzos cortantes, ya que lo que interviene es la diferencia de cota entre línea de presión y posición geométrica del tendón. A igual resultado puede llegarse con el planteamiento de las ecuaciones de equilibrio de la rebanada elemental curva.

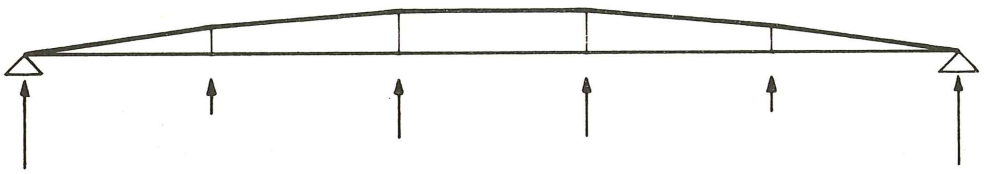
La expresión analizada, $dm_t = \frac{P}{R} \cdot (e_A - e_B) \cdot ds$, puede utilizarse ventajosamente para tantear el orden de magnitud del momento torsor debido al pretensado. Evaluando de manera aproximada, incluso por la experiencia que se posea, la ley de momentos hiperestáticos de pretensado de un dintel curvo supuesto recto, y considerando este mismo dintel recto sometido a la carga torsora $m_t = \frac{M_{HP}}{R}$ por unidad de longitud, puede evaluarse rápidamente, de una manera aproximada, la ley de momentos torsores debidos al pretensado.

Visto este punto, podemos pasar a interpretar físicamente de una manera intuitiva el por qué de las diferencias entre las leyes de flectores de un dintel recto y otro curvo. Si consideramos una pieza curva sometida a un sistema de cargas excéntrico, por ejemplo situadas en el lado exterior del puente, podemos calcular los esfuerzos como suma de dos estados de carga: El correspondiente a la solicitación de cargas centradas, más el de la solicitación de pares de torsión. Si, simplificando, admitimos que la ley de momentos del estado de solicitación centrada es idéntica a la de la pieza recta, (Fig. 13 a), pasemos a considerar la ley originada por el estado II de solicitación torsora centrífuga. Si suprimiéramos las coacciones verticales de las pilas, y considerásemos el dintel de luz igual a la longitud total del tablero, calculando los corrimientos de los puntos donde éstas existen veríamos que sufren desplazamientos descendentes. Para obligar a tener en estos puntos corrimiento nulo deberíamos introducir unas acciones ascendentes situadas en los mismos. La ley de momentos del estado II sería aproximadamente la debida a estas reacciones ascendentes (Fig. 13-b). La ley de momentos totales tendrá el aire de la suma de ambos (Fig. 13-c), desplazándose, en este caso de sobrecarga excéntrica exterior, hacia arriba. En la Fig. 13-d se indica el caso de sobrecarga excéntrica interior.

(a)

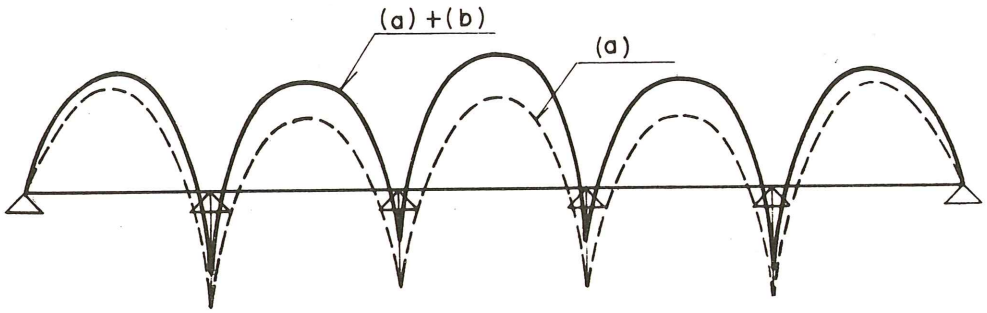


Ley de momentos flectores debida al pretensado para dintel recto.



Ley de momentos flectores debida a las reacciones originadas por la carga torsora centrífuga.

(c)



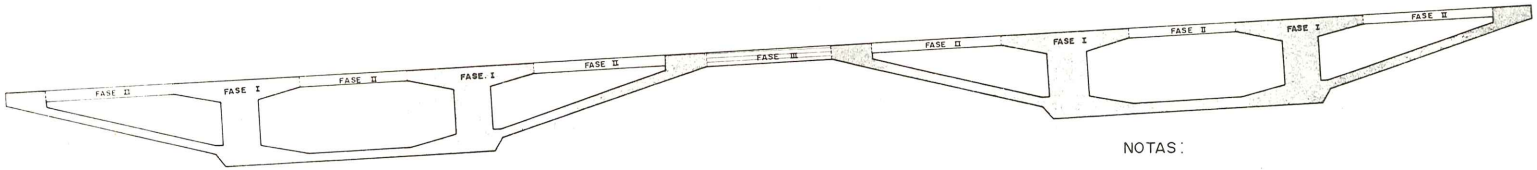
Ley de momentos totales.

Fig. 14.— Leyes de momentos flectores debidas al pretensado.

Utilizando esta visualización, estamos en condiciones de entender la causa de las diferencias que aparecen entre los momentos flectores que un determinado pretensado longitudinal provoca en un dintel continuo recto o curvado en planta. En el caso de un pretensado centrado en el eje del dintel que hemos visto cómo, además de un sistema de fuerzas ascendentes, (salvo contracurvas sobre pilas), incluye acción torsora repartida cuyo valor es en cada punto el producto de la fuerza de desviación horizontal $U = P/R$, por la excentricidad del cable medio respecto a la línea de presión ($e_A - e_B$), cuyo signo es predominantemente volcador. Por tanto, el sistema I dará unas leyes semejantes a las del puente recto (Fig. 14-a), mientras que el sistema II dará origen a una ley del tipo de la Fig. 14-b, por lo que la ley de momentos debida al sistema total es la representada en la Fig. 14-c que lógicamente se desplaza hacia arriba, incrementando los valores de los momentos de vano y reduciendo los de momentos apoyo.

Dada la configuración del puente y el sistema de apoyos elegido, para el análisis de esfuerzos sobre neoprenos y pilas debidos a deformaciones impuestas (acortamiento elástico, fluencia, retracción y variación térmica) así como los ocasionados por fuerzas contenidas en el plano horizontal (fuerza centrífuga, frenado y viento) se utilizó un programa de pórtico plano, en el que se empleaba la misma configuración utilizada para el emparrillado, cambiando las condiciones de apoyo y simulando mediante constantes elásticas las restricciones

PROCESO HORMIGONADO



VOLUMEN TOTAL TIPO = 8,228 m^3/ml/CAJON

FASE I = 6,518 m^3/ml/CAJON

FASE II = 1,46 m^3/ml/CAJON

FASE III = 0,50 m^3/ml

VOLUMEN SECCION PROXIMO A PILA (2ª FASE) = m^3/ml/CAJON

VOLUMEN TOTAL TABLERO SIN TRAVIESAS = m^3

NOTAS:

1.— HORMIGONADO EN FASE I DE LA LONGITUD TOTAL DEL TABLERO. EN ESTA FASE SE HORMIGONARA LA TOTALIDAD DE LAS TRAVIESAS SOBRE PILAS Y ESTRIBOS.

2.— APLICACION A LOS 24 h DEL 10% DEL ESFUERZO TOTAL DE PRETENSADO TESANDO TODOS LOS CABLES. (VER PLANO Nº 18 DE 24)

3.— HORMIGONADO DE AMBOS TABLEROS EN FASE II Y LUEGO III, LA FASE III PUEDE SUPRIMIRSE E INTEGRARSE EN LA 2

4.— PARA APLICACION DE LOS PRETENSADOS LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL VER NOTAS EN PLANO CORRESPONDIENTE

SECCION LONGITUDINAL

ESCALA 1/1000



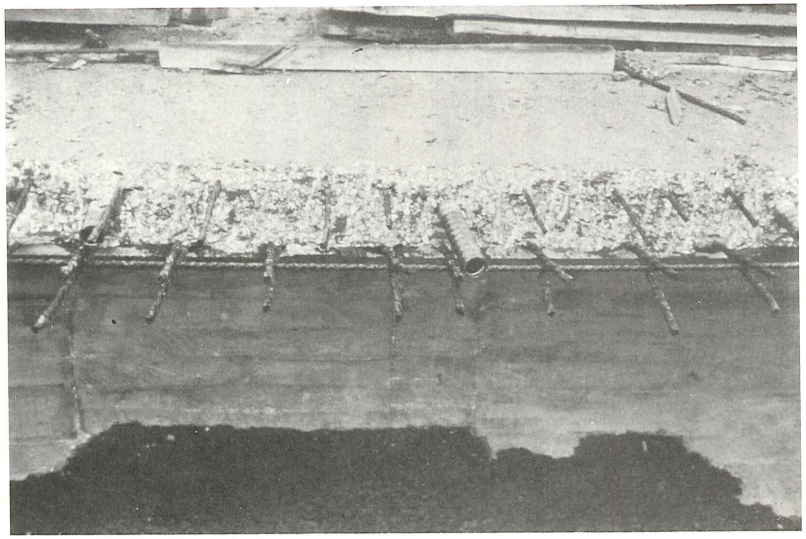


Fig. 16.— Detalle del repicado de juntas.

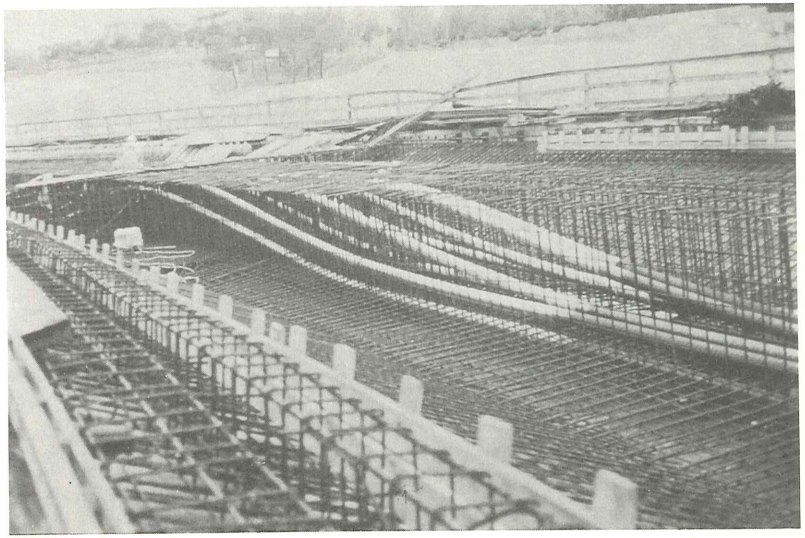


Fig. 17.— Puente II. Detalle del trazado del pretensado longitudinal.

del sistema neopreno más pila. A causa de dichas coacciones, los corrimientos impuestos del dintel crean una flexión en su plano horizontal, que ocasiona tensiones normales máximas del orden de 2,0 Kp/cm² en las fibras de los bordes laterales de la sección.

Para el estudio de la difusión en la totalidad de la sección de la fuerza concentrada del pretensado longitudinal, se aceptaron planteamientos simplificados dado el corto plazo de tiempo de que disponíamos. No era un tema trivial pues, por ejemplo, en el puente II la fuerza de anclaje, de 6.000 Tm, estaba concentrada en un rectángulo de 1,70 X 1,80 m^2 dentro del alma central, mientras el ancho total del dintel es de 12,00 m.

Merece indicarse que una observación cuidadosa no reveló la menor fisuración en la zona de anclaje ni en las tablas superior e inclinadas que a ella acometen.

CONSTRUCCION

Las tres estructuras del Enlace se ejecutaron sobre cimbra apoyada en el suelo en toda su longitud. El hormigonado de la sección transversal se realizaba en dos fases, llenando en cada una de ellas toda la longitud del puente. (Fig. 15). A las 24 horas de vertido el último hormigón de la primera fase se aplicaba un pretensado de un 15 por 100 del total para el puente I y un 10 por 100 para el puente del Eje y el puente II. La junta longitudinal existente entre hormigones de distintas etapas se repicaba medio centímetro (Fig. 16) a fin de aumentar el coeficiente de rozamiento en las fibras de costura alma-forjado. El aspecto más novedoso que presentan las estructuras es el relativo al pretensado longitudinal en el que se utilizaron unidades de reactor nuclear. El proceso de montaje de los tendones fue el siguiente:

- Montaje de las vainas por trozos de 6 metros de longitud a su cota altimétrica según trazado.
- Realización de las uniones entre trozos de vainas.
- Enfilado de los tendones (36T15 y 37T15) cordón a cordón. Se utilizaba para ello una máquina enfiladora que empuja el cordón dentro de la vaina. Este, a la salida de la enfiladora, se insertaba en una bala de acero, de tamaño diferente para los primeros cordones, los intermedios y los últimos, cuya misión era abrirse camino entre los cordones ya alojados en la vaina. El cordón se engrasaba con aceite soluble a la salida de la enfiladora, y esto era suficiente incluso para el enfilado del Puente del Eje de 135 metros de longitud. En el puente I, debido a la curvatura en planta y a la sucesión de las distintas curvas del trazado en alzado, fue necesario abrir una ventana en cada vaina a treinta metros del final para poder engrasar los cordones en ese punto.

En este puente en el que los coeficientes de rozamiento previstos eran $\mu = 0{,}20\ rad^{-1}$ y $\beta = 0{,}006$ rad/ml, se midieron valores de $\mu = 0{,}15$ a $0{,}17$ con $\beta = 0{,}006$ rad/ml, gracias a la lubricación del aceite.

La inyección, que fue el tema que más nos preocupó a la hora de tomar la decisión de proyectar con tendones de esta potencia, se realizó con una mezcla normal empleando una bomba de gran caudal, de acuerdo con las recomendaciones de la casa central de Freyssinet que disponía de resultados de ensayos sobre inyección de tendones de fuertes longitud y curvaturas.

En las Figs. 17, 18, 19, 20, 21 y 22 pueden verse algunos detalles del proceso constructivo, y en las 23, 24 y 25 algunos aspectos de los puentes curvos terminados.

La obra fue proyectada por ARPING Estudio Técnico por los ingenieros autores de esta comunicación junto con D. Vicente Serrano Orts. La dirección de obra corrió a cargo del Dr. Ingeniero de Caminos D. Pascual de Juan Zurita del M.O.P. La empresa constructora fue Huarte y Cía siendo el jefe de obra el Ingeniero D. Enrique Inés Moya. Se emplearon los sistemas de pretensado Freyssinet y Stronghold.

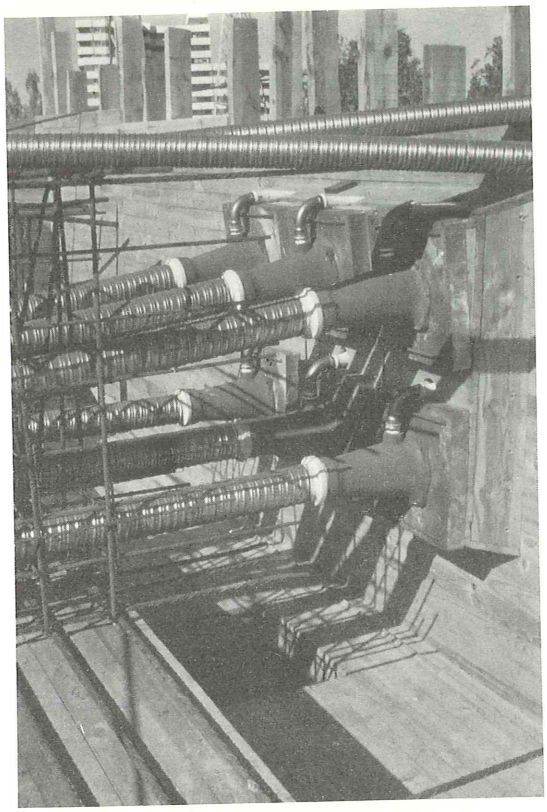


Fig. 18. Puente I. Detalle del montaje de los anclajes de los tendones de gran potencia.

En el cuadro siguiente se resumen las cuantías de materiales empleados en los tableros, por m^2 de los mismos.

CUANTIAS DE MATERIALES EN TABLEROS			
Hormigón H-375		0,58m^3/m^2	0,65 m^3/m^2
Acero pasivo AE-50		85,4 kg/m^2	90,3 kg/m^2
Acero de pretensado $f_{máx}$ = 170 kg/m^2	Longitudinal.	22,0 kg/m^2	27,2 kg/m^2
	Transversal.	9,2 kg/m^2	7,2 kg/m^2

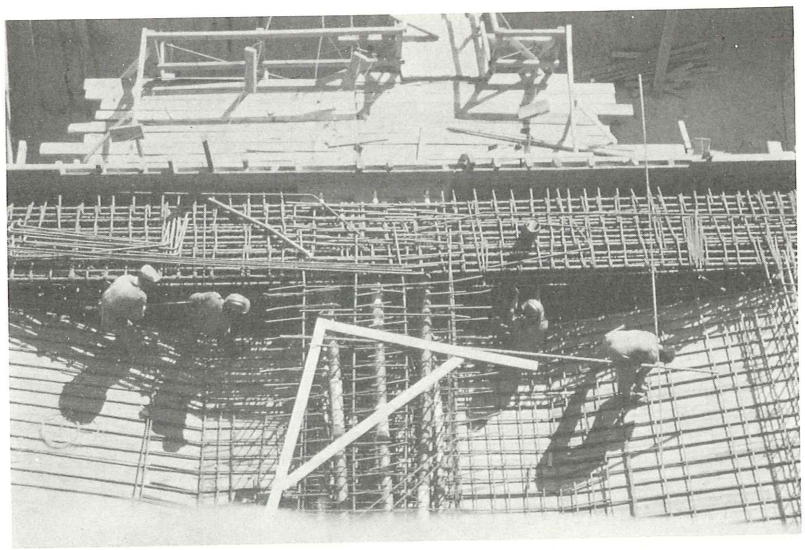


Fig. 19. Puente I. Ferrallado de la traviesa de apoyo sobre estribo.

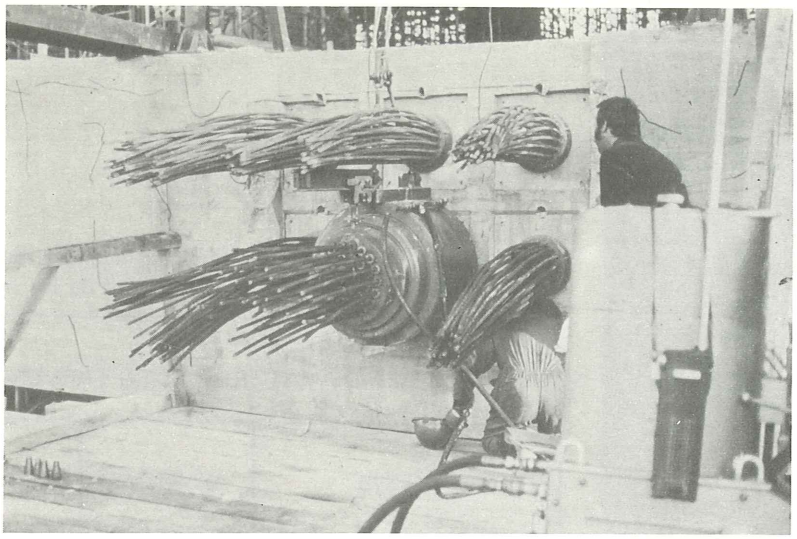


Fig. 20. Puente I. Tesado de los tendones con el gato K-1000.

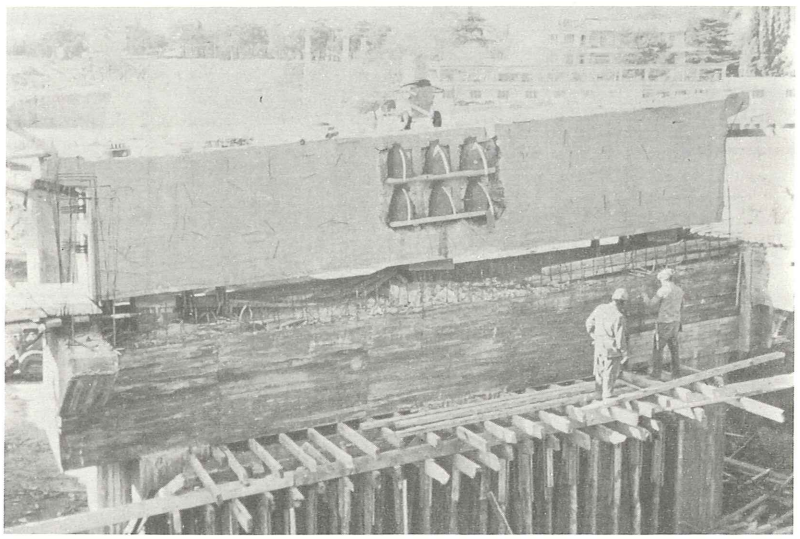


Fig. 21. Puente I. Vista de anclajes del pretensado longitudinal preparados para la inyección. Nótese la disposición de los apoyos sobre el estribo.

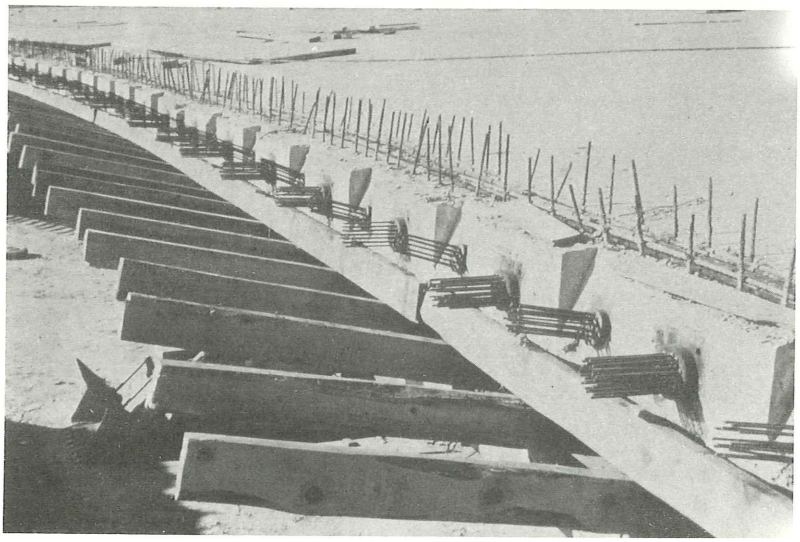


Fig. 22. Puente I. Vista de anclajes del pretensado transversal en vanos extremos. Los horizontales corresponden a tendones del forjado superior, los más inclinados pertenecen a los tendones del pretensado del contorno inferior de la sección. (Tabiques inclinados y fondo).

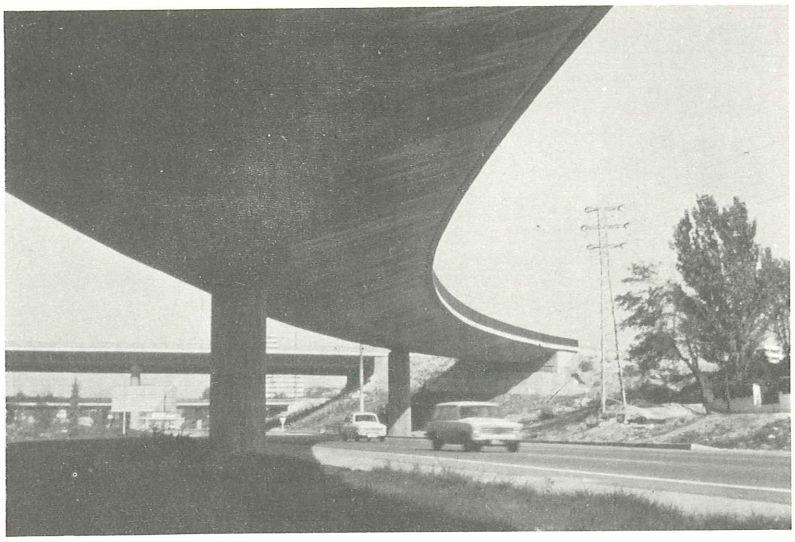


Fig. 23. Vista inferior del puente II, terminado.

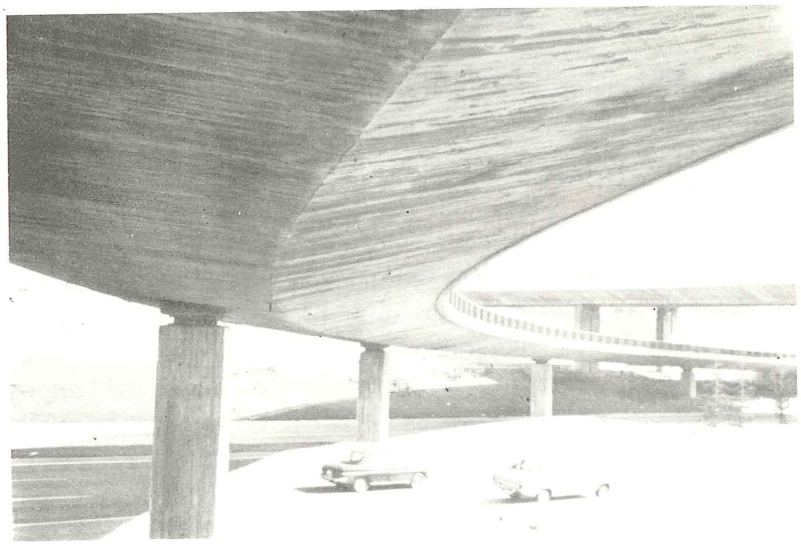


Fig. 24. Vista del puente I terminado.

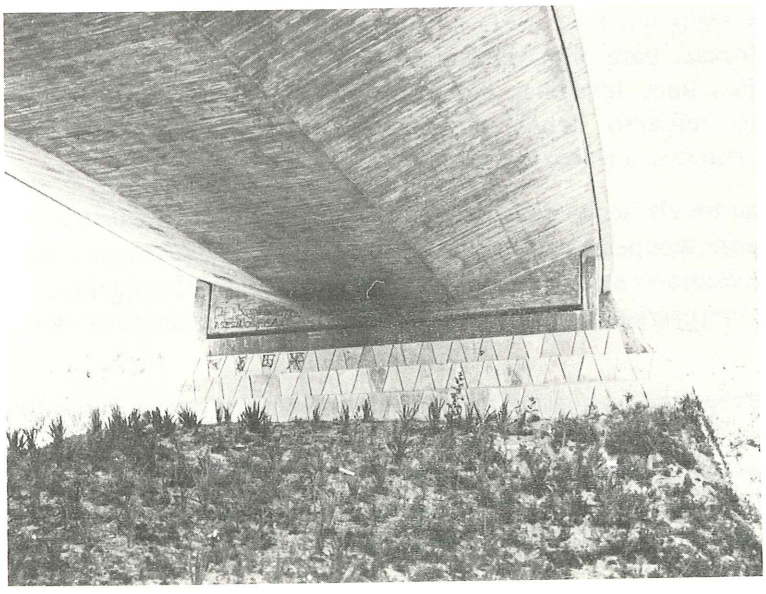


Fig. 25. Puente II. Vista del apoyo sobre el estribo Norte.

591-0-25

Algunos casos de refuerzo de estructuras por pretensado o por preformación.

Carlos Barredo de Valenzuela
Dr. Ingeniero Industrial

Quizá pueda parecer atrevimiento venir ahora a hablar de pequeños detalles y problemas que pueden parecer nimios en estas sesiones de trabajo en las que se presentan realizaciones de la categoría y envergadura de las que ya hemos visto y de las que aún hemos de ver.

Respondo con ello a un compromiso que establecí hace años con algunos de vosotros, en el sentido de que contaríamos periódicamente las soluciones que se nos iban ocurriendo en aquellos casos de refuerzo de estructuras que, por su misma condición, obligan a adoptar soluciones simples, casi siempre teniendo que decidir sobre la marcha y en los que, generalmente, los medios auxiliares más importantes que pueden emplearse suelen ser unas grandes dosis de paciencia y una atención cuidadosa.

De algunos de los refuerzos que hemos realizado últimamente, quiero presentaros, pues, algunas soluciones que a mí me han sido útiles, y cuyos resultados han sido satisfactorios.

Unas veces se refieren a la aplicación de esfuerzos de pretensado mediante armaduras al estilo más o menos tradicional, y otras a la creación de unas deformaciones tanto en los elementos a reforzar, para eliminar o disminuir en ellos las deformaciones adquiridas o introducir en ellos unas tensiones determinadas, como en los nuevos elementos que, colocados como refuerzo deban someterse a carga para evitar nuevas deformaciones iniciales en la estructura a reforzar.

Cuando se trata de reforzar un elemento de hormigón, independientemente de que en algunos casos pueda ser conveniente recuperar parte o toda la deformación que haya experimentado, lo que sí suele ser necesario es evitar o disminuir al máximo las deformaciones futuras, sobre todo las que serían necesarias para hacer entrar en trabajo los elementos del refuerzo introducido.

Por esto, la aplicación de armaduras postesas al refuerzo de estructuras, se va abriendo un camino, ya conocido de todos, al permitir la colocación de unas armaduras a las que se hace trabajar sin necesidad de nuevas deformaciones del hormigón, e incluso hacer una recuperación de las anteriores, pudiéndose suplir así una armadura que haya resultado escasa, o incrementar la capacidad resistente inicial de la sección de hormigón, por la introducción de unos estados tensionales adecuados.

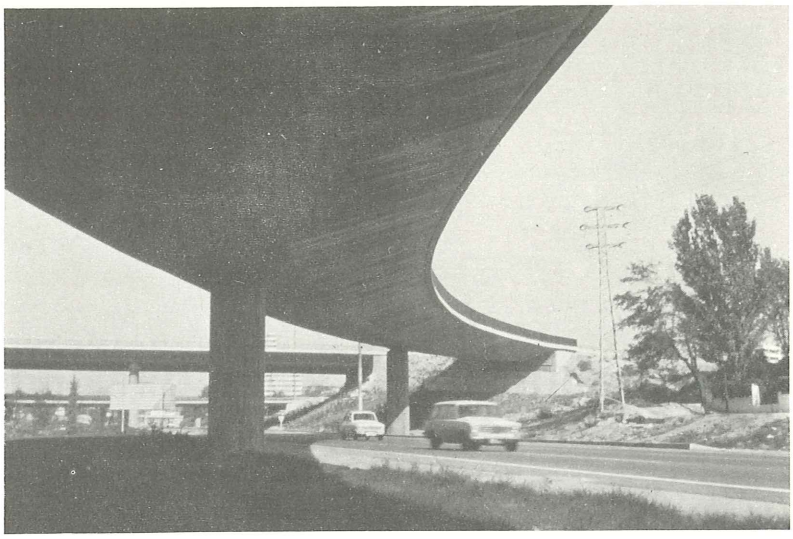


Fig. 23. Vista inferior del puente II, terminado.

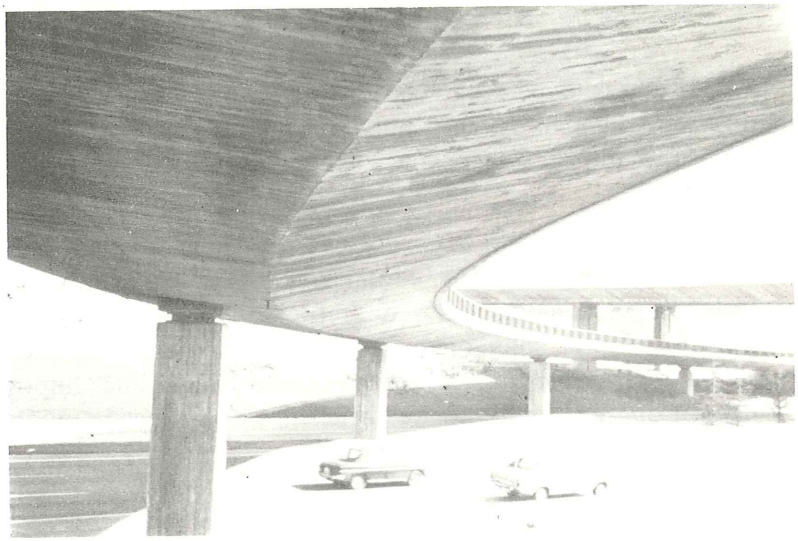


Fig. 24. Vista del puente I terminado.

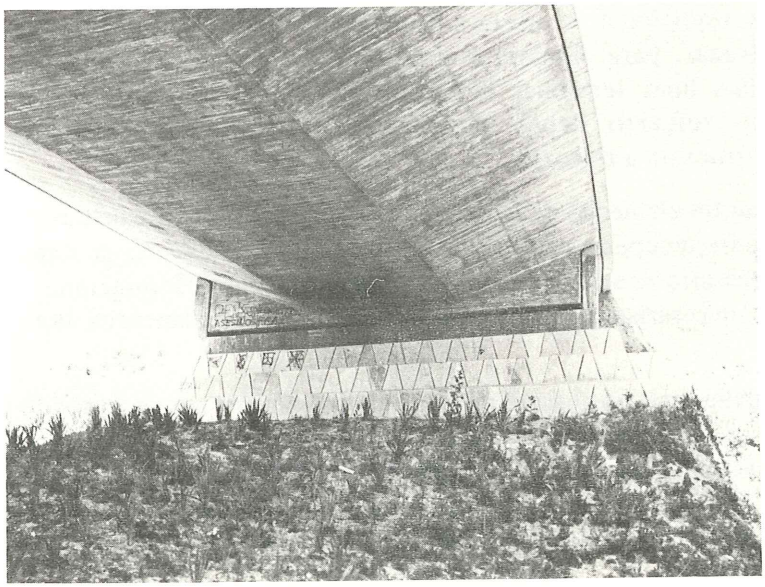


Fig. 25. Puente II. Vista del apoyo sobre el estribo Norte.

591-0-25

Algunos casos de refuerzo de estructuras por pretensado o por preformación.

Carlos Barredo de Valenzuela
Dr. Ingeniero Industrial

Quizá pueda parecer atrevimiento venir ahora a hablar de pequeños detalles y problemas que pueden parecer nimios en estas sesiones de trabajo en las que se presentan realizaciones de la categoría y envergadura de las que ya hemos visto y de las que aún hemos de ver.

Respondo con ello a un compromiso que establecí hace años con algunos de vosotros, en el sentido de que contaríamos periódicamente las soluciones que se nos iban ocurriendo en aquellos casos de refuerzo de estructuras que, por su misma condición, obligan a adoptar soluciones simples, casi siempre teniendo que decidir sobre la marcha y en los que, generalmente, los medios auxiliares más importantes que pueden emplearse suelen ser unas grandes dosis de paciencia y una atención cuidadosa.

De algunos de los refuerzos que hemos realizado últimamente, quiero presentaros, pues, algunas soluciones que a mí me han sido útiles, y cuyos resultados han sido satisfactorios.

Unas veces se refieren a la aplicación de esfuerzos de pretensado mediante armaduras al estilo más o menos tradicional, y otras a la creación de unas deformaciones tanto en los elementos a reforzar, para eliminar o disminuir en ellos las deformaciones adquiridas o introducir en ellos unas tensiones determinadas, como en los nuevos elementos que, colocados como refuerzo deban someterse a carga para evitar nuevas deformaciones iniciales en la estructura a reforzar.

Cuando se trata de reforzar un elemento de hormigón, independientemente de que en algunos casos pueda ser conveniente recuperar parte o toda la deformación que haya experimentado, lo que sí suele ser necesario es evitar o disminuir al máximo las deformaciones futuras, sobre todo las que serían necesarias para hacer entrar en trabajo los elementos del refuerzo introducido.

Por esto, la aplicación de armaduras postesas al refuerzo de estructuras, se va abriendo un camino, ya conocido de todos, al permitir la colocación de unas armaduras a las que se hace trabajar sin necesidad de nuevas deformaciones del hormigón, e incluso hacer una recuperación de las anteriores, pudiéndose suplir así una armadura que haya resultado escasa, o incrementar la capacidad resistente inicial de la sección de hormigón, por la introducción de unos estados tensionales adecuados.

Tengo que pediros me disculpeis, pues, por una causa accidental, no dispongo de las diapositivas que quería presentaros y aunque he podido suplir algunas, he tenido que improvisar unos esquemas que muestran las soluciones adoptadas en diversos casos.

El refuerzo, por postesado exterior, de depósitos circulares (fig. 1), se ha convertido ya en un caso clásico, normalmente mediante el hormigonado de unas pilastras exteriores para el anclaje de las armaduras, en las que se colocan las entubaciones necesarias.

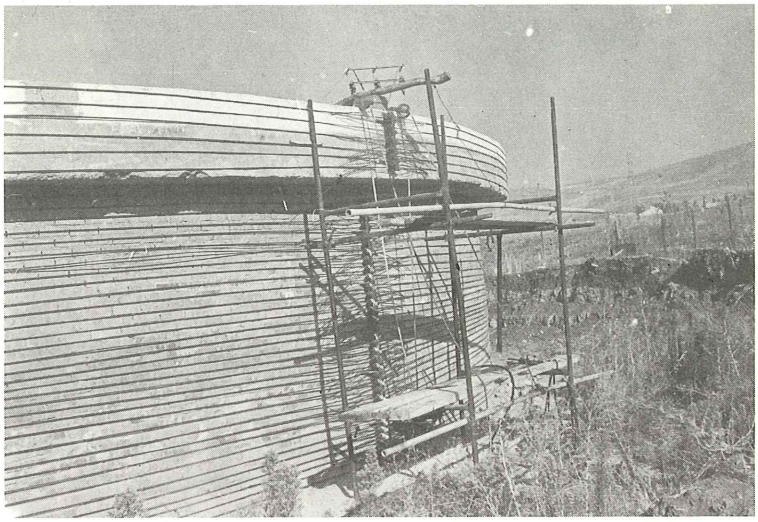


Fig. 1.

Para evitar la espera que supone el fraguado de estas pilastras, pueden prepararse unas metálicas prefabricadas. En la figura 2 podemos ver una pilastra muy simple y ligera, que ha resultado muy fácil de montaje y colocación, acortando mucho los plazos de la operación.

En la fig. 3 vemos un detalle de esta pilastra formada por dos pletinas paralelas sobre las que se sitúan los anclajes, y unos puntos de apoyo sobre una placa que asienta en la pared del depósito y se recibe en ella. Esta pilastra ocupa poco más que unos conectadores clásicos libres y tiene la ventaja de facilitar la colocación de las armaduras. En las proximidades de la pilastra, y dada su estrechez, las armaduras quedan un poco separadas de la pared hasta su tangencia con el círculo, cosa que no representa ningún problema dados los espesores normales de estos muros.

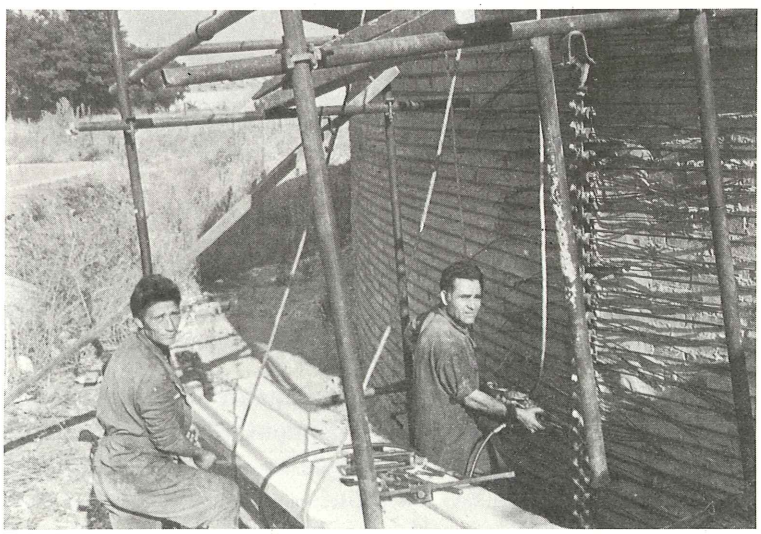


Fig. 2.

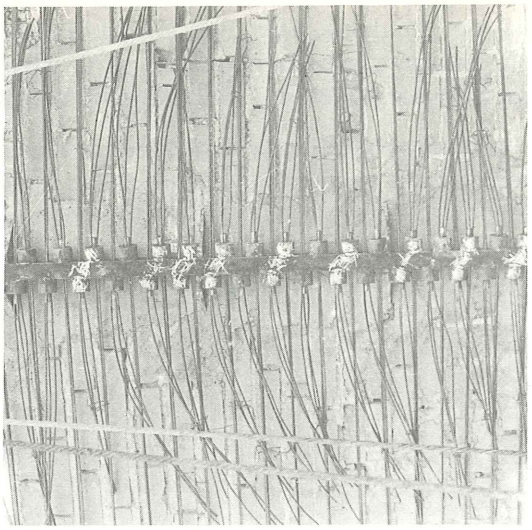


Fig. 3.

La protección de las armaduras y de las pilastras se realiza por proyección de gunita. En cuanto al refuerzo de elementos estructurales de hormigón, cuando puede aprovecharse la sección del mismo, y tiene una resistencia característica suficiente, suele solucionarse de manera apropiada, mediante el empleo de armaduras postesas exteriores, y el principal problema proviene de condicionantes geométricos para la colocación de las armaduras y alojamiento de las piezas especiales de anclaje y de desvío de las armaduras para conseguir el trazado adecuado .

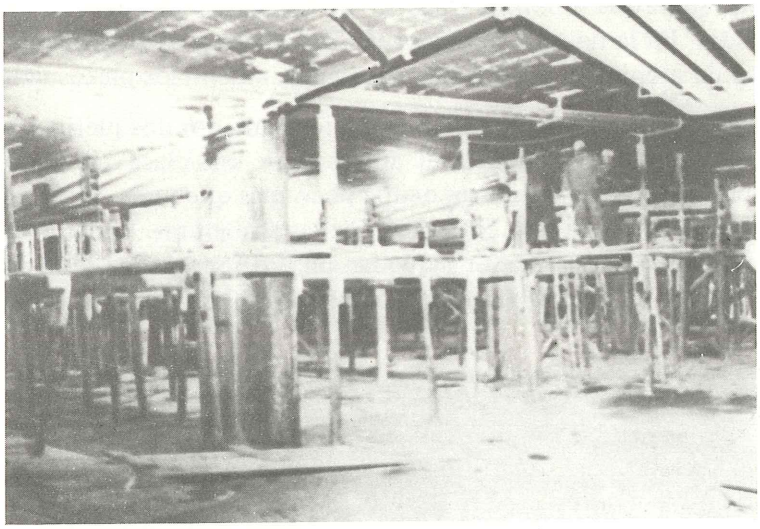


Fig. 4.

Las condiciones y la necesidad de mantener unos gálibos suficientes (véase fig. 4), pueden imponer también rígidos condicionantes al proyecto. En las figuras 5 y 6 pueden verse las soluciones, en un caso particular, para la zona de anclaje y para el desvío de las armaduras.

Como una de las últimas realizaciones de este tipo, quiero mostraros el edificio de la fig. 7 en el que el problema consistía en la necesidad de aumentar la capacidad resistente de unos forjados que estaban empotrados en la parte inferior de unas vigas de hormigón, de sección rectangular, que había que reforzar (fig. 8a)). Después de diversos tanteos se adoptó la solución señalada en la fig. 8 b), aprovechando que se podía bajar un poco el techo inferior, ya que no había problema de espacio y, en cambio, la solución estaba bastante apurada pues la

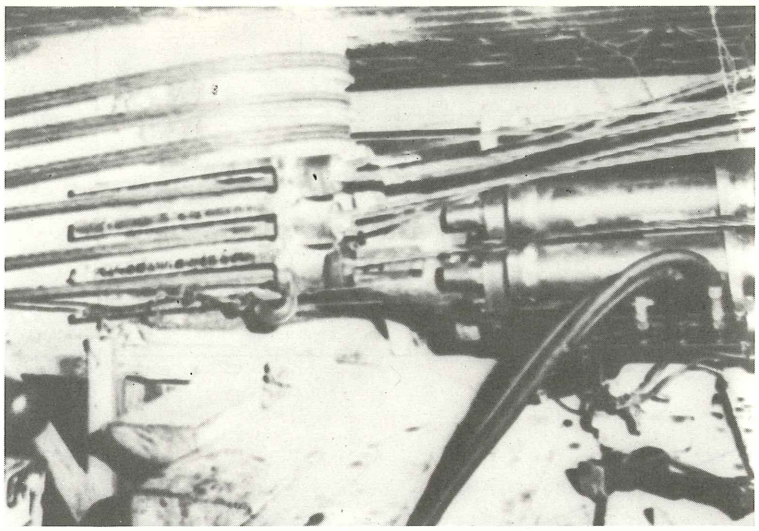


Fig. 5

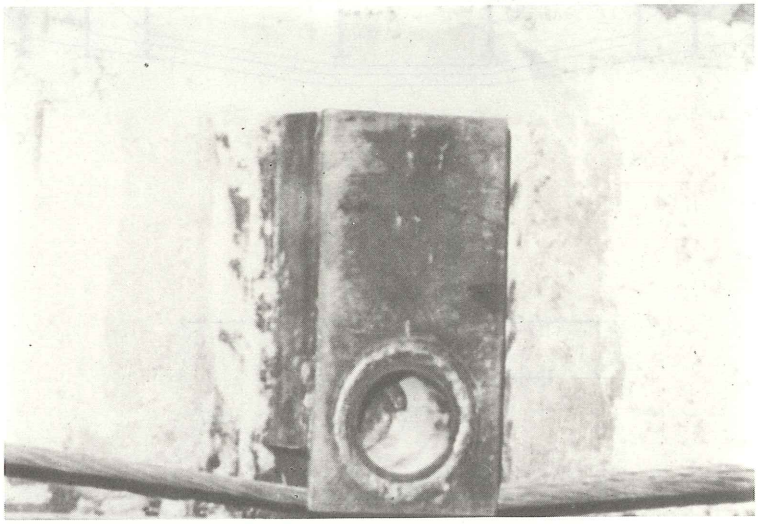


Fig. 6

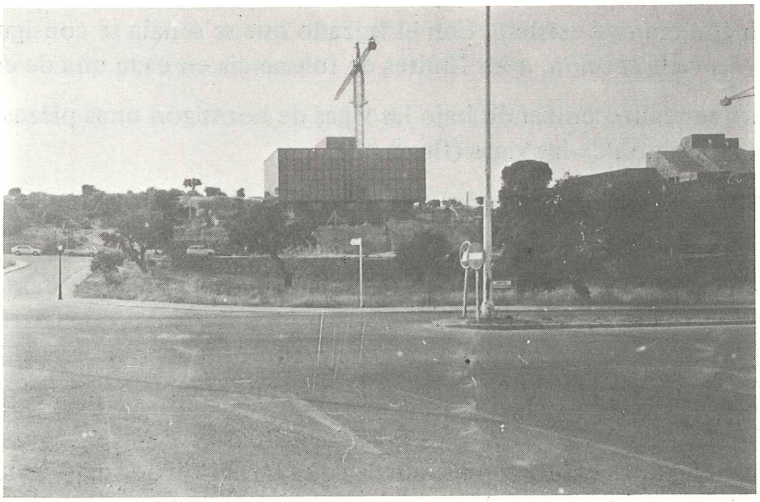


Fig. 7

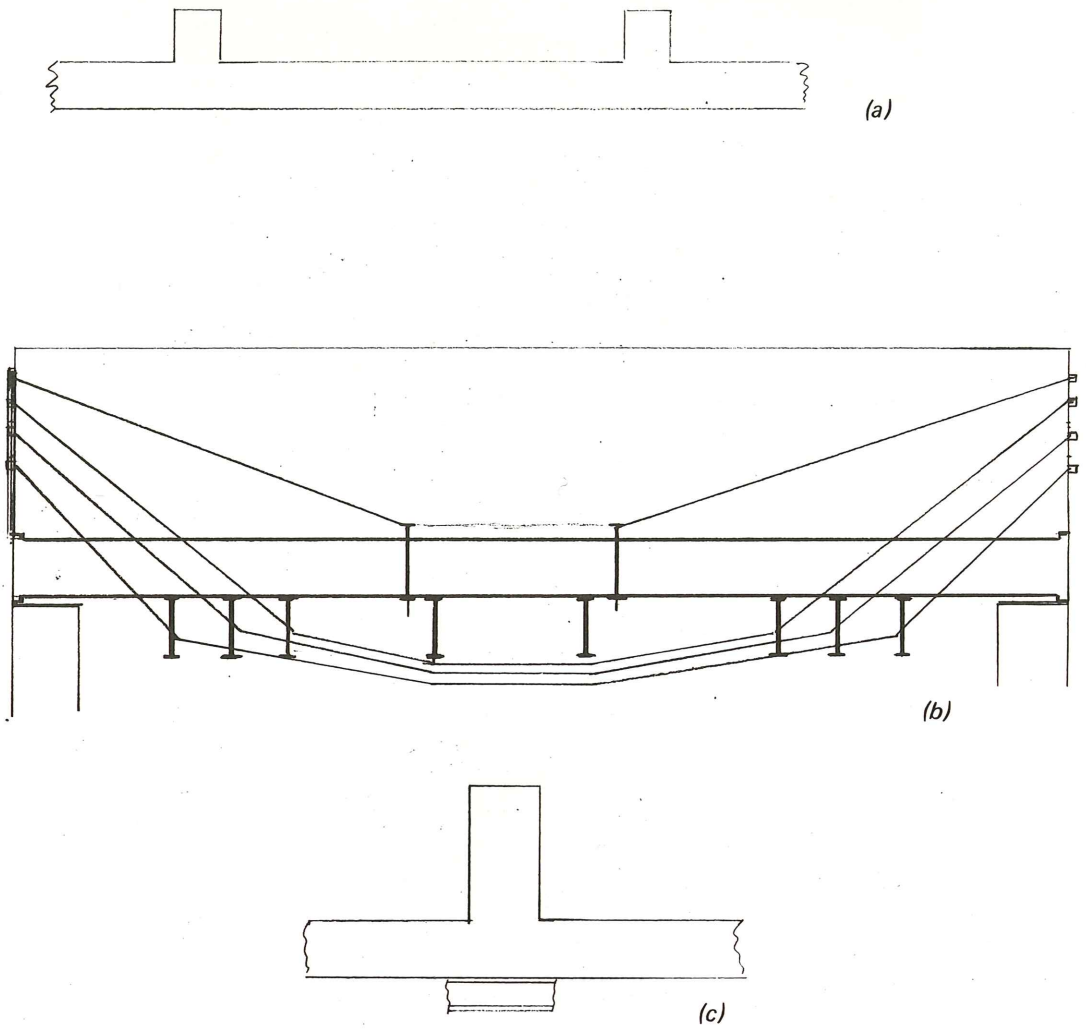


Fig. 8

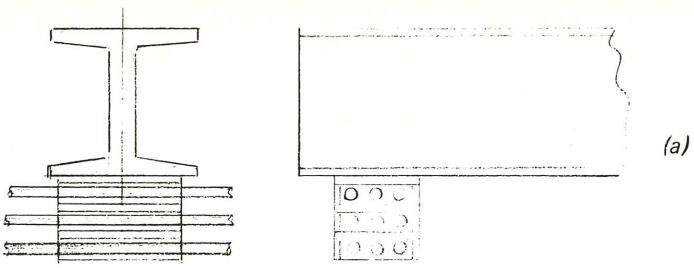
sección de hormigón era casi estricta. Con el trazado que se señala se consiguió ajustar el centro de presiones en cada sección, a los límites de tolerancia en cada una de ellas.

Este trazado se realizó cruzando bajo las vigas de hormigón unas piezas metálicas de longitud superior a la anchura de las vigas (fig. 8 c)).

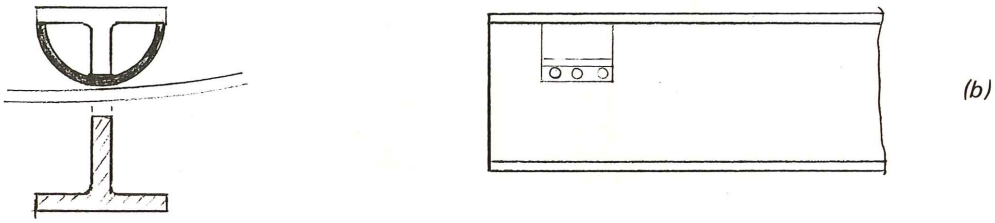
En las figuras 9 a) y 9 b) se representa un esquema de estas piezas y el paso de las armaduras en el caso de las piezas centrales y en el de las laterales.

Para soportar los forjados inferiores durante la operación de corte para el paso de las armaduras a la parte baja, se dispusieron unos perfiles longitudinales que corrían bajo los extremos de las viguetas, (pues había dificultades para realizar un apeo de seguridad sobre los forjados inferiores) y se fijaron provisionalmente a la viga superior, mediante los cuelgues que aparecen en la figura 10.

Posteriormente estos perfiles longitudinales quedarían fijados de manera permanente, por soldadura, a las piezas transversales, y soportados, por tanto, por las componentes verticales de las fuerzas de postesado, consiguiéndose así el acortamiento de las luces de los forjados.



(a)



(b)

Fig. 9

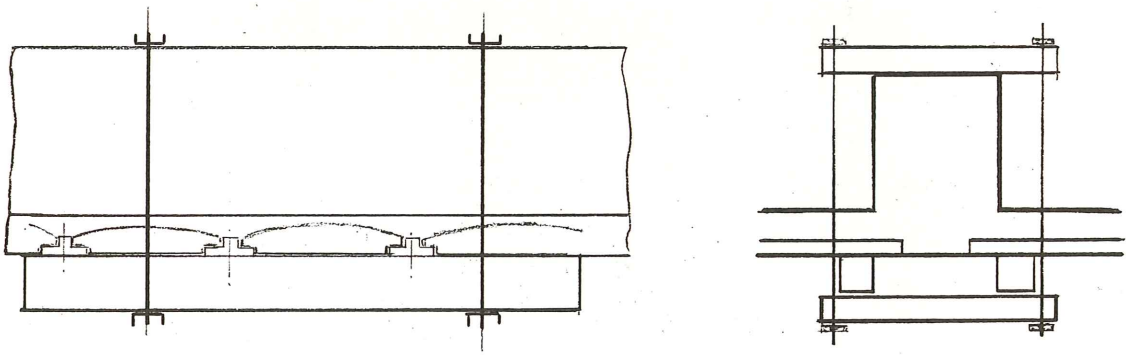


Fig. 10

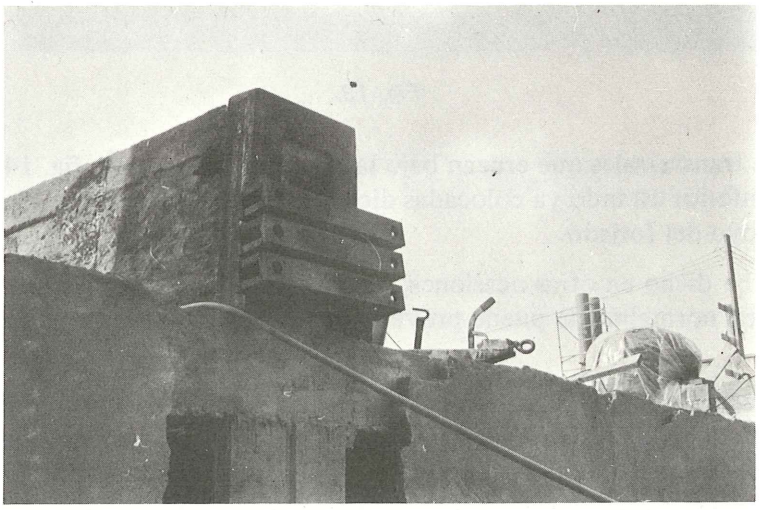


Fig. 11

En las figuras 11 y 12 vemos la solución de las placas de apoyo de los anclajes de las armaduras postesas, y en la fig. 13, la aplicación, en el extremo opuesto, no accesible para los gatos de tracción, de una teja metálica para crear un anclaje pasivo por retorno de las armaduras, colocadas en forma de horquilla.

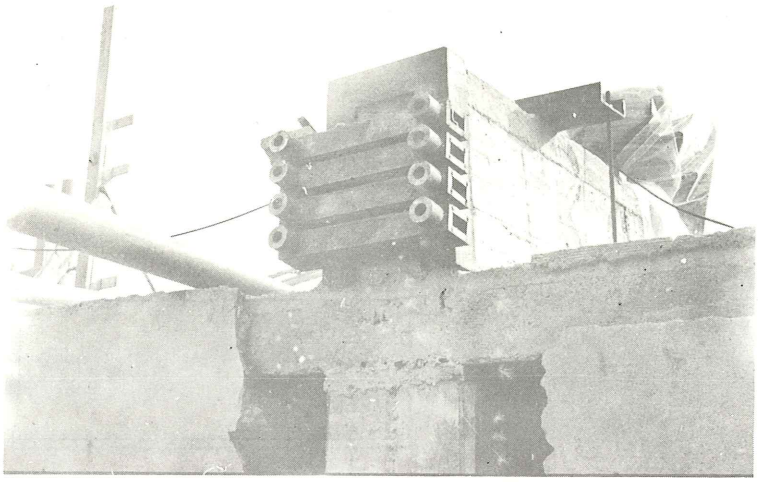


Fig. 12.

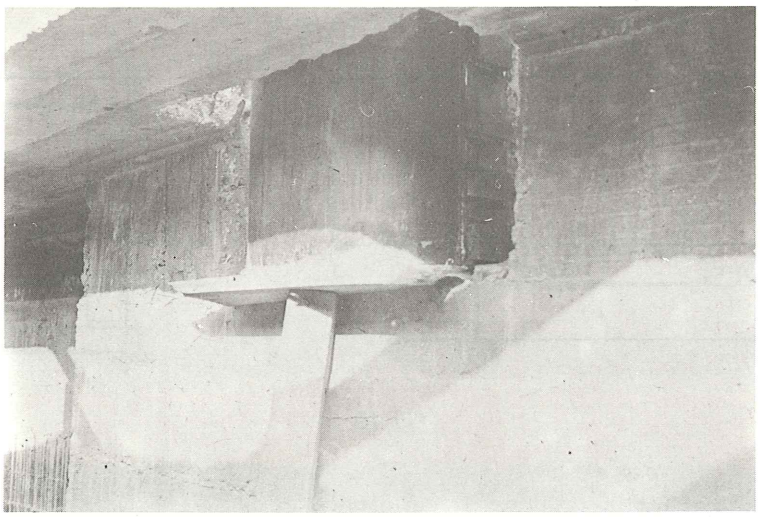


Fig. 13.

Las piezas transversales que cruzan bajo las vigas, aparecen en la fig. 14, y en la 15 tenemos una vista inferior estando ya colocadas dichas piezas transversales y los perfiles longitudinales para apoyo del forjado.

Como ya he dicho en otras ocasiones, y aprovechando las cargas permanentes que existen ya en la obra, normalmente puede proyectarse el postesado en forma de antifunicular de las cargas.

De esta manera, tanto en estructuras isostáticas como en hiperestáticas, se consigue un efecto semejante al de la disminución de las cargas aplicadas hasta límites que sean aceptables para la estructura, previo análisis de las tensiones longitudinales resultantes, lográndose así los menores y más equilibrados valores de deformación tanto al aplicar las tensiones como al entrar posteriormente en carga.

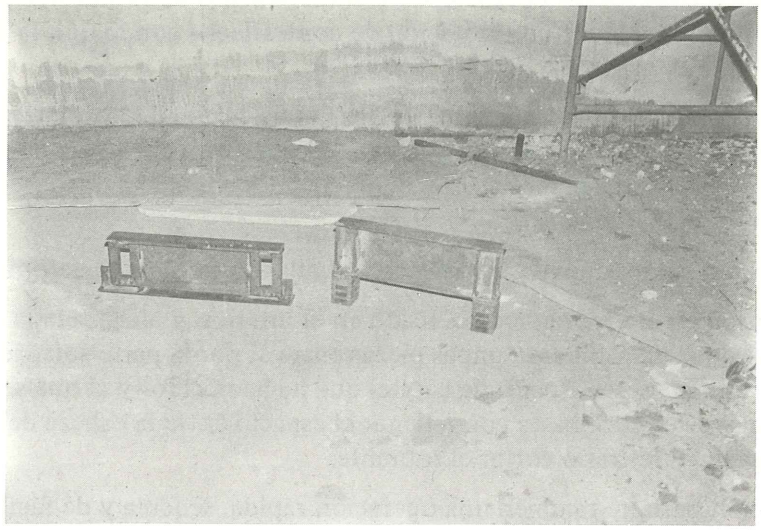


Fig. 14

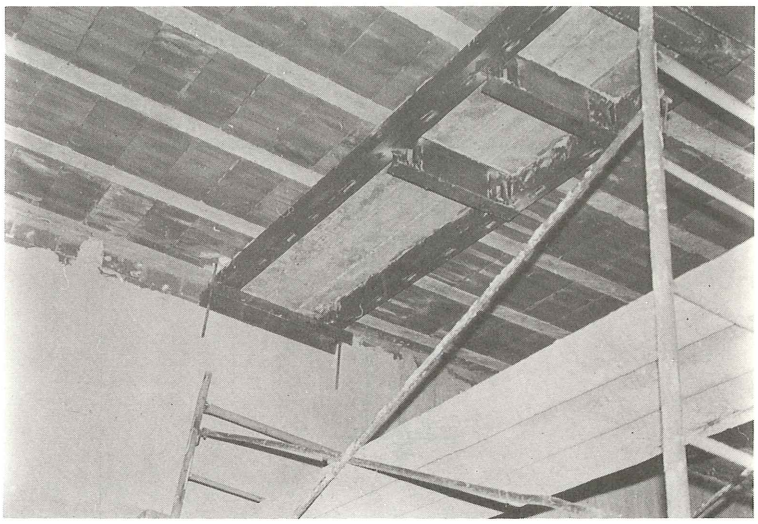


Fig. 15

Pero hay ocasiones en que no puede aplicarse ningún esfuerzo de postesado al hormigón existente, bien por insuficiencia del mismo, o bien por falta de resistencia.

En estos casos tiene todavía más importancia el evitar en lo posible las deformaciones de los diversos elementos, pues aunque se disponga un refuerzo supletorio, para llegar a entrar en carga podría distorsionarse la estructura hasta límites incompatibles con la ausencia de grietas y fisuras, sobre todo cuando el refuerzo suplementario se realiza con estructura metálica, cosa atractiva en muchos casos por ocupar menos espacio, sobre todo con soluciones especiales, que si la nueva estructura se realiza en hormigón, no teniendo, además, los problemas que originan en éstas los fenómenos de retracción que originarían unas nuevas deformaciones diferenciales con la estructura antigua.

Así pues, a estos refuerzos supletorios, sobre todo a los metálicos, se les deben introducir previamente, las deformaciones máximas que permitan las condiciones iniciales de la estructura a reforzar. En general se les podrá sobrecargar inicialmente, por lo menos con los pesos propios y cargas permanentes que existan en ese momento en la estructura,e incluso, también por reacción contra la misma estructura, si ésta lo admite, con parte de la sobrecarga,con lo que la deformación posterior de estos elementos de refuerzo, y, simultáneamente, de la es-

tructura reforzada, corresponderá únicamente al incremento de sobrecarga,pero habiendo partido la estructura reforzada, de una situación de contraflecha con lo que la deformación respecto al punto nulo es mínima.

Para realizar unos apeos permanentes de unas vigas, mediante la colocación de unos pilares metálicos intermedios, y buscar una solución de puesta en carga que no supusiese el dejar perdidos en obra unos gatos planos o un sistema de husillos, me ha dado buen resultado la solución que aparece en la figura 16.

Se trata de un cuerpo móvil que convierte al pilar en un pilar telescópico.

Al dar presión al gato hidráulico colocado en el interior, y alcanzada la deformación o el esfuerzo previsto, pueden soldarse ambas piezas entre sí por la parte solapada, y retirar el gato. Si se quiere eliminar esta especie de capitel que ha aparecido (y al que se le pueden dar diversas formas más estéticas), basta con rellenar el espacio entre la cabeza del pilar y la placa de apoyo sobre la viga, y retirar o cortar el sobrante.

Esta solución permite también una operación rápida, sencilla y de fácil control.

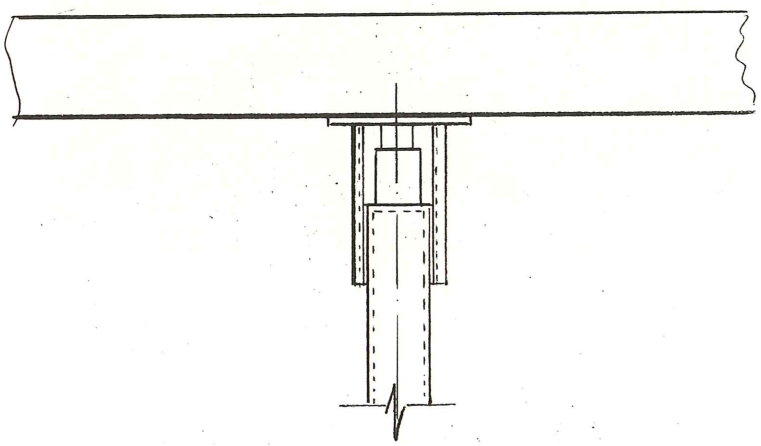


Fig. 16.

La puesta en carga de un refuerzo con vigas metálicas puede realizarse cómodamente distribuyendo unos tornillos con una plaquita de apoyo contra la viga de hormigón y empleando unas llaves dinamométricas en pasadas parciales sucesivas para no crear alteraciones de forma e introducir los esfuerzos uniformemente de manera progresiva.

En la figura 17 puede verse la aplicación de estos tornillos en dos soluciones normales de refuerzo con vigas metálicas.

En un caso determinado en que me encontré con tres edificios con pilares, vigas y forjados de hormigón cuya resistencia característica resultó ser de 60 y 70 kg/cm^2 y que además había que solucionar ocupando el menor espacio posible, empleé la solución de la fig. 18 a), mediante unas vigas metálicas formadas por chapas soldadas que envolvían la viga de hormigón, y los tornillos de puesta en carga.

Para hacer desaparecer hasta los mismos tornillos, una vez realizada la operación de predeformación, se inyectaba el espacio entre la viga metálica y la de hormigón, y una vez fraguada la inyección, se retiraron los tornillos. El único espacio ocupado fue una envolvente de chapa a las vigas.

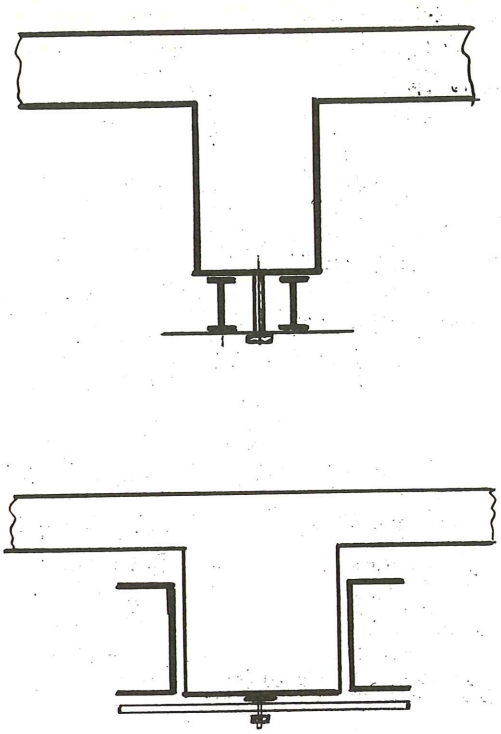


Fig. 17

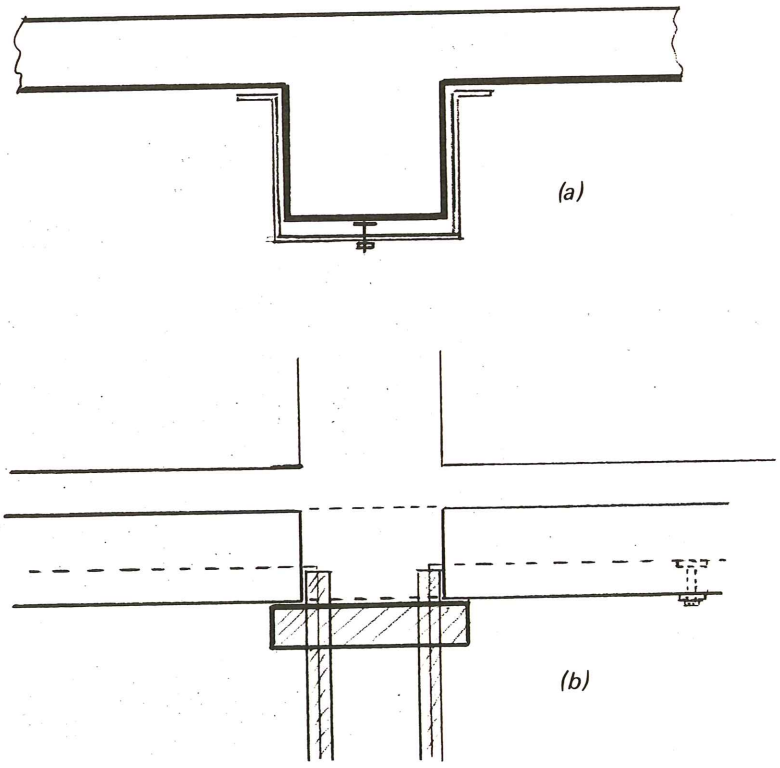


Fig. 18

Cada uno de los vanos era reforzado con una viga isostática para poderla oponer exactamente a las cargas que gravitaban sobre ella, toda vez que la estructura antigua se consideró únicamente como material de relleno.

Estas vigas metálicas apoyan sobre un collarín que recoge los cuatro angulares de refuerzo de los pilares en sus cuatro esquinas, que iban a soportar la totalidad de la carga.

Como los vanos contiguos eran de distinta longitud, y por tanto distinta la carga transmitida por las vigas metálicas a los angulares metálicos de los pilares, para que estos pilares metálicos no estuviesen sometidos a flexiones sino sólamente a cargas verticales centradas, la solución que adopté, fué colocar angulares de distinta sección a cada lado del pilar, desplazando el centro de gravedad de la sección metálica del pilar, al centro de gravedad de las cargas transmitidas por los apoyos de las vigas metálicas.

Una vez puesta en carga esta estructura compuesta por elementos isostáticos, se realizó una continuidad de las piezas, por soldadura, para dar al conjunto la suficiente estabilidad transversal.

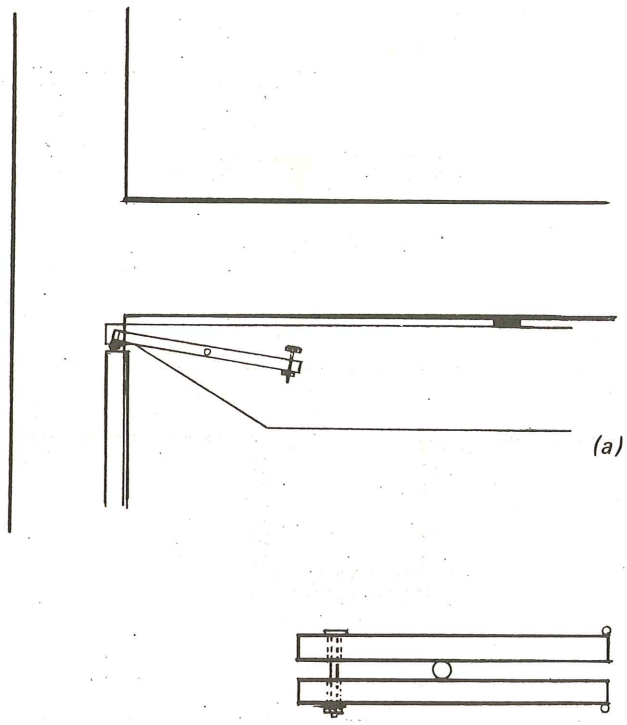


Fig. 19.

Algunas veces, la puesta en carga de vigas y pilares, puede hacerse mediante unos juegos de palancas y tornillos, como aparecen en la fig. 19 a), y este sistema de palanca puede emplearse en la forma señalada en la figura 19 b) cuando no son fácilmente accesibles para la operación de apriete, los puntos donde hay que realizar los esfuerzos.

En algunos casos he tenido oportunidad de hacer los refuerzos de una viga mediante dos vigas trianguladas empleando unos tensores como barras en tracción de la triangulación (fig. 20 a)) consiguiendo así su predeformación o entrada en carga contra la estructura de hormigón a reforzar. En las figuras 20 b), 20 c) y 20 d) se ven tres casos distintos de aplicación de parejas de estas vigas trianguladas, según las características geométricas de la sección y de la situación del forjado, si existe.



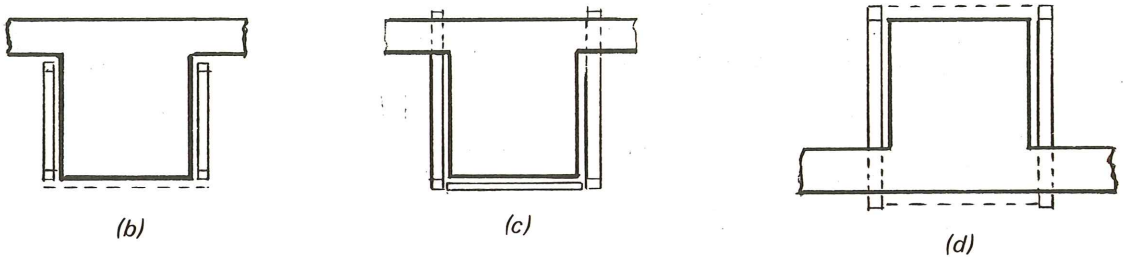


Fig. 20

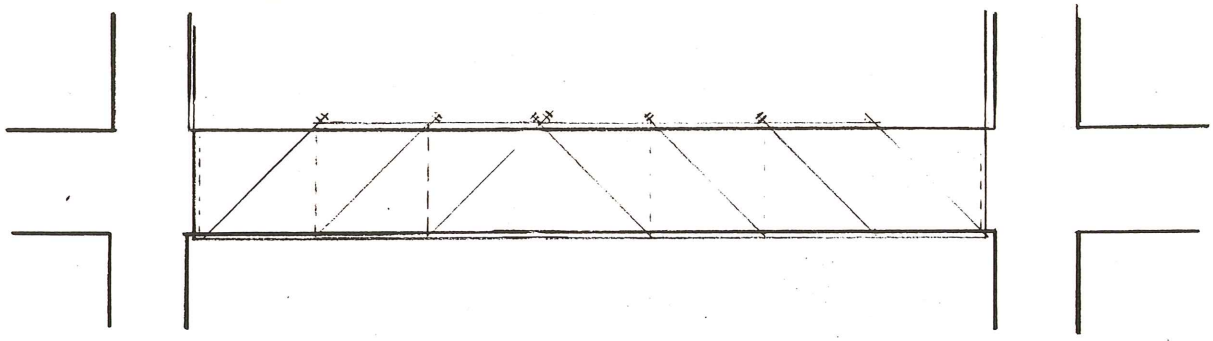


Fig. 21

Siempre había tropezado con la dificultad de reforzar una viga plana sin ocupar demasiado espacio, y en la figura 21 os muestro una solución que me ha dado buen resultado.

Se trata de la colocación de una chapa por encima de la viga plana y otra por debajo, que quedan convertidas en las cabezas de unas vigas trianguladas, mediante la aplicación de unos tensores como barras en tracción. Las barras en compresión se realizan a través del mismo hormigón intermedio.

Aunque ésto sólo lo he usado como armadura en una dirección creo que podría aplicarse a forjados planos mediante placas superior e inferior y tensores en las dos direcciones.

Por último quiero hablar del problema que aparece en edificios de varias plantas cuando los pilares tienen secciones diferentes a las distintas alturas y hay que reforzar vigas y pilares en alguna de las formas indicadas antes.

En la fig. 22 a la izquierda, aparece este supuesto, y al no estar en prolongación los angulares de refuerzo de dos plantas sucesivas, si las vigas o forjados no pueden transmitir los

esfuerzos de unos a otros (cosa de la que he huido generalmente), habría que crear el enlace mediante unas piezas complicadas, de no muy segura colocación y de dudoso funcionamiento. A veces la solución más cómoda y económica, consiste en recrecer el pilar superior a las mismas dimensiones que el inferior y correr de abajo a arriba el refuerzo de los pilares como se vé en la parte derecha de la figura 22.

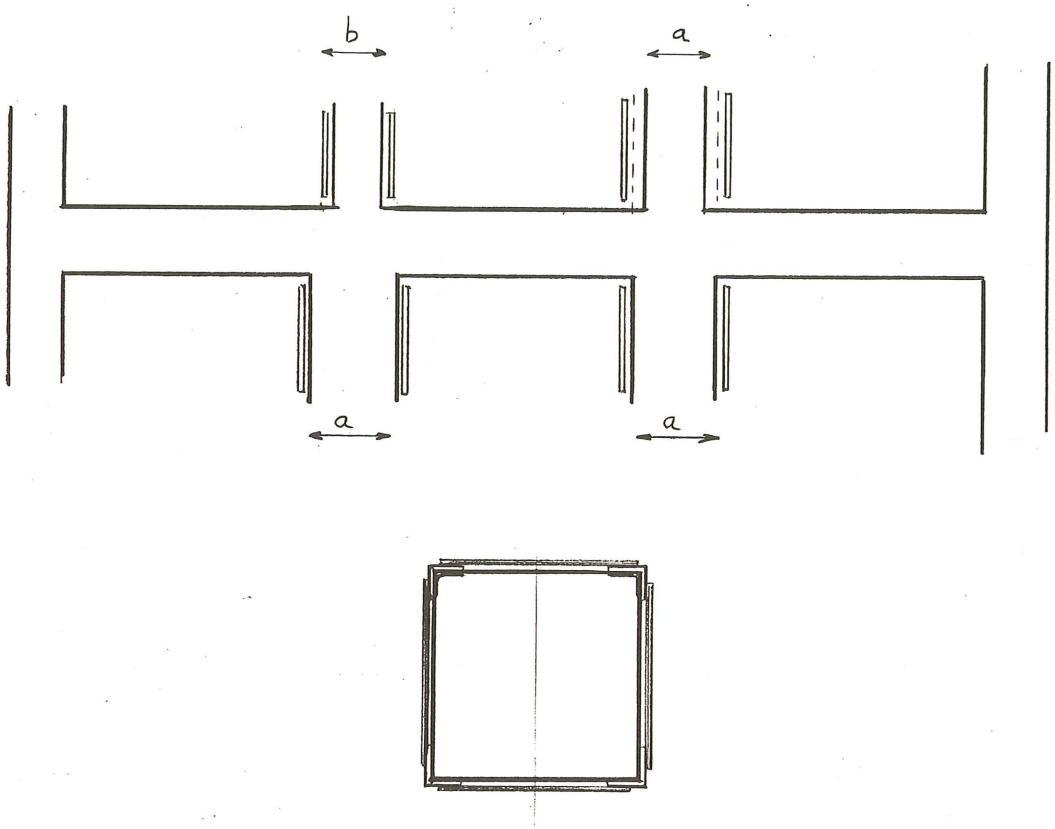


Fig. 22

Viaducto de Catoira sobre el río Ulla.

José A. Torroja Cavanillas
Rafael Chueca Edo
José Mª de Villar Luengo

El Viaducto de Catoira une las provincias de La Coruña y Pontevedra cruzando sobre el río Ulla, cerca de la localidad de Catoira, y su construcción ha sido promovida por las Diputaciones de ambas provincias. Ha sido construido por la empresa Fernández Constructor, S.A., bajo la dirección de Luciano Yordi recientemente fallecido y de Eloy Fernández Valdés.

El primitivo proyecto del Viaducto tenía un emplazamiento próximo al actual, pero algo más aguas abajo, con lo que atravesaba el Río por una zona menos ancha. Tal proyecto encontró objeciones en la Dirección General de Bellas Artes puesto que la traza del mismo quedaba muy próxima a las Torres del Oeste, situadas en la orilla lado Pontevedra, y clasificadas como Monumento Nacional (Fig. 1).

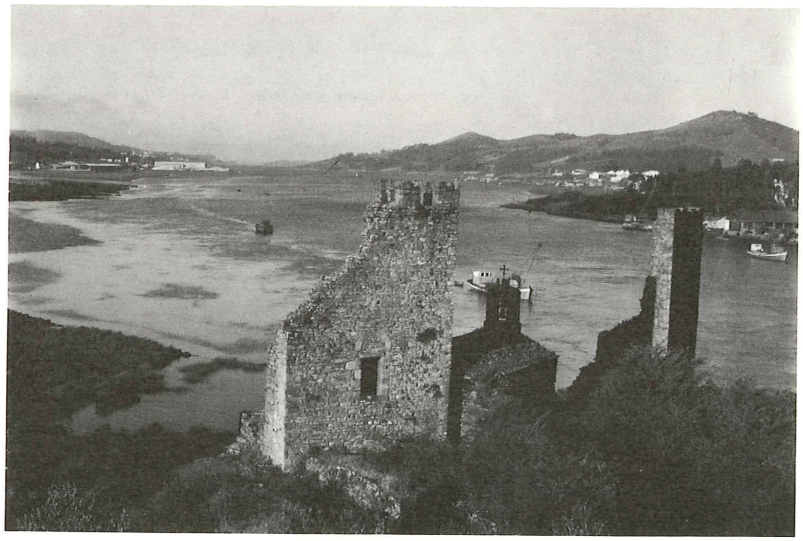


Fig. 1.

Esto dió origen a un fecundo cambio de ideas entre las distintas autoridades afectadas quienes definieron sobre el terreno cinco posibles soluciones de trazado en las que se trataba de compatibilizar la construcción del Viaducto y la conservación de todo el recinto de las

mencionadas Torres del Oeste. De entre estas soluciones la Dirección General de Bellas Artes escogió una que fue replanteada sobre el terreno y definitivamente aceptada por la misma.

El nuevo emplazamiento ampliaba la anchura del río a cruzar, lo cual ya de por sí daba una obra de importancia que era obligado cuidar estéticamente. Por otra parte, el marco natural de la obra es de una gran belleza y, en último lugar, existía el condicionamiento de perturbar al mínimo el ambiente de las Torres. Todo esto nos indujo a buscar una solución técnica de forma que la obra se inscribiera en el paisaje con el máximo de simplicidad.

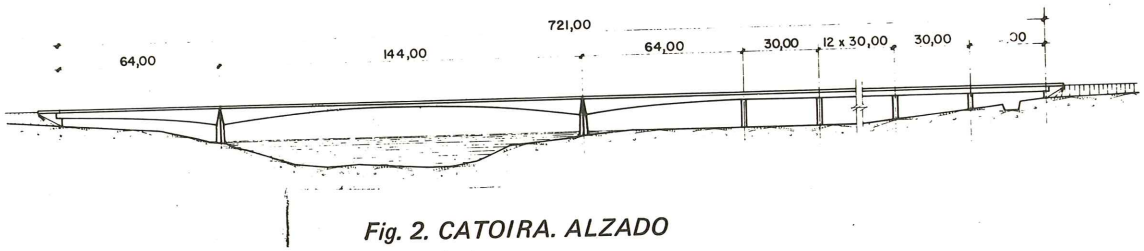


Fig. 2. CATOIRA. ALZADO

La obra consta de dos partes bien diferenciadas (Fig. 2): El puente principal, que cruza el río, y un viaducto de acceso del lado Pontevedra que franquea una gran zona de marisma y cuyo último vano pasa sobre el ferrocarril. El puente principal es un pórtico de hormigón pretensado con luces de 64 + 144 + 64 m y el viaducto de acceso consta de 14 pórticos pretensados de 30 m. de luz y un tramo isostático de 29 m de luz, esto es, la longitud total de la estructura es de 721 m. Su ancho es de 10 m, dividido en una calzada de 7 m y dos aceras de 1,50 m.

La luz central del puente principal se fijó de manera que las dos pilas quedasen situadas en tierra firme, lo cual, además de facilitar la construcción, no condiciona la navegabilidad del río Ulla. La poca altura de la pila condicionó la elección del sistema estático: Un pórtico con dintel continuo empotrado en las pilas hubiera dado unas flexiones muy importantes en las mismas al acortarse, aún en el caso en que cada pila estuviese formada por dos pantallas. Las otras dos posibles soluciones de seguir con el dintel continuo de forma que o bien apoyase sobre las pilas a través de apoyos deslizantes, o bien cada pila fuese una biela con articulaciones plásticas en sus extremos, presentaban el inconveniente de necesitar un apuntalamiento provisional durante la construcción situado en el agua, pues los voladizos centrales son mayores

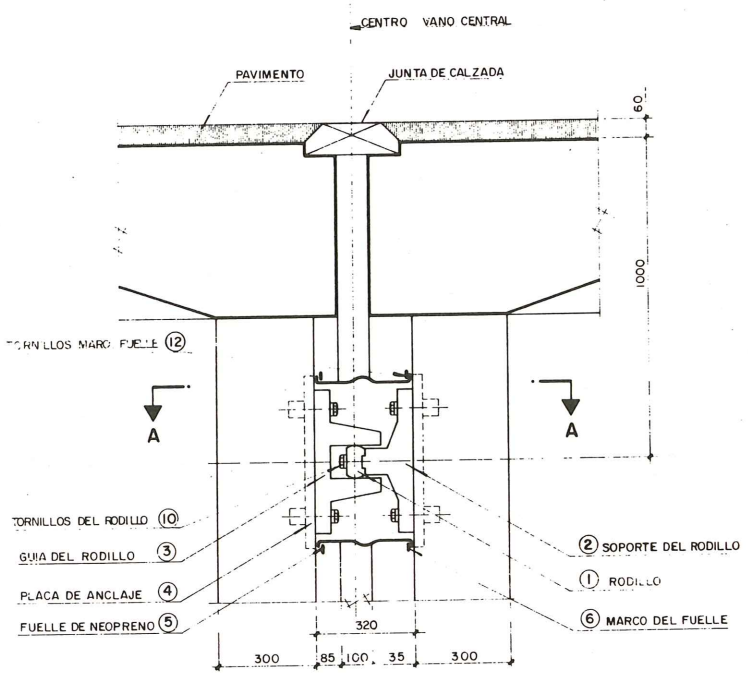


Fig. 3. CATOIRA.

que los laterales. Así pues decidimos establecer una articulación en el centro del dintel y empotrar éste a las pilas. Esta articulación se materializa por medio de dos dispositivos de acero moldeado (Fig. 3) situados uno en cada alma y que permiten desplazamientos horizontales y giros relativos al tiempo que impiden los corrimientos verticales relativos. Por otra parte, estos elementos son accesibles desde el interior del dintel para permitir su revisión y una eventual reparación.

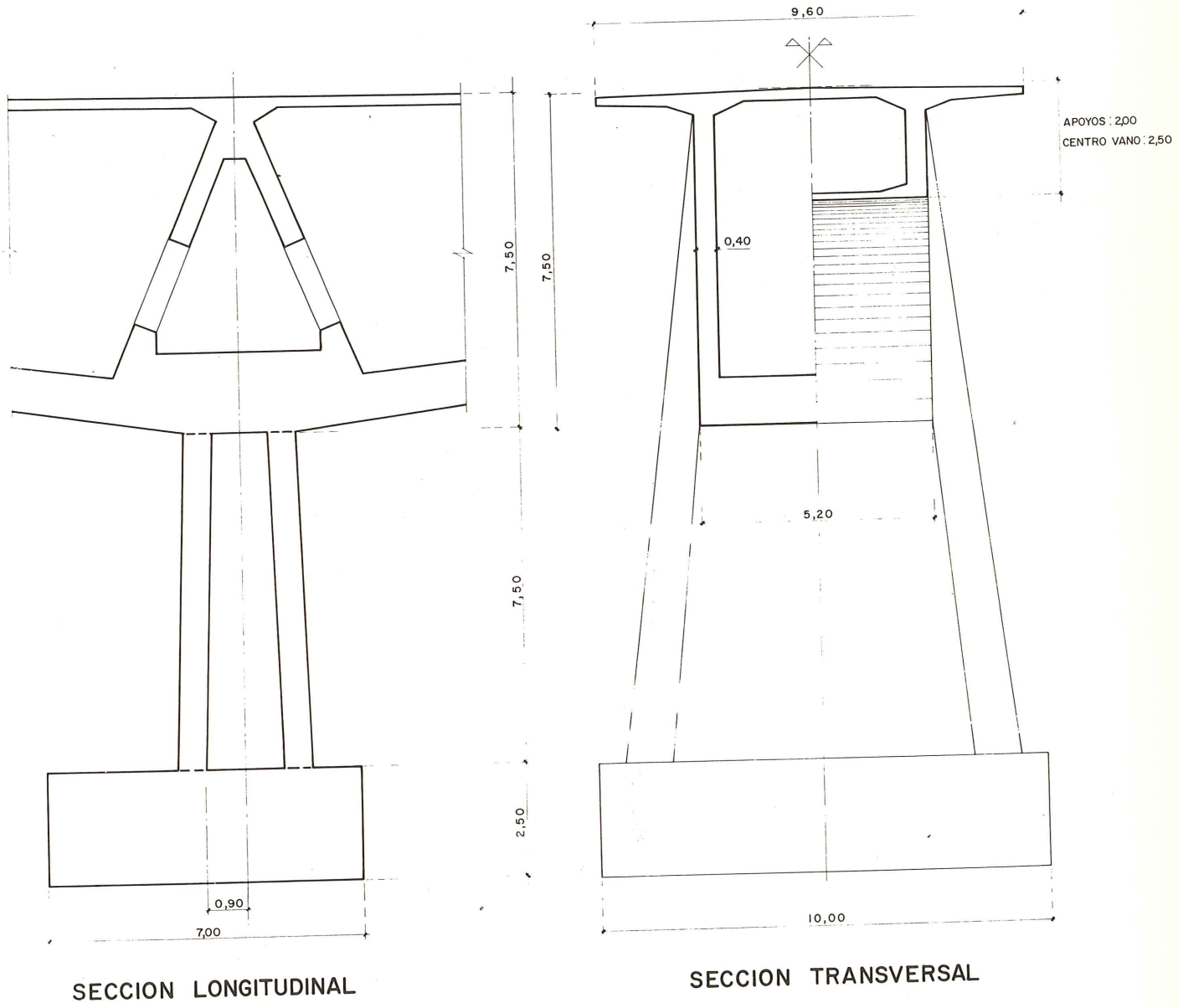


Fig. 4. CATOIRA.

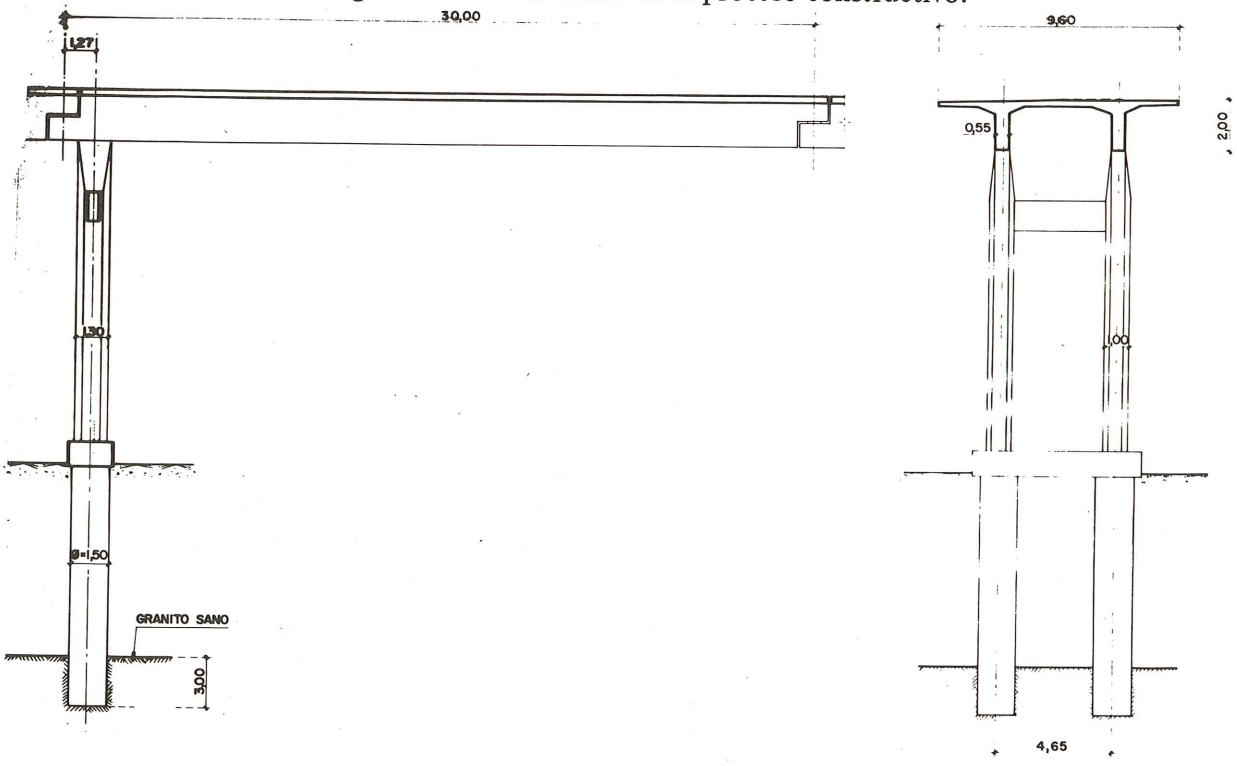
El dintel del puente principal (Fig. 4) tiene sección en cajón con canto variable entre 7,50 m. sobre apoyos y 2,50 m para el centro del vano central y 2,00 m. para los extremos,

de los vanos laterales. El dintel se empotra sobre las pilas y tiene en su interior unos diafragmas en triángulo para transmitir a las mismas los desequilibrios de momentos. Las pilas tienen cimentación directa sobre el granito de las orillas, y la importancia de los desequilibrios de momentos, ya que la semiluz central es 8 m. mayor que la luz lateral, ha hecho que sea necesario desplazar 0,90 m. la zapata respecto al eje de la pila con el fin de centrar la resultante de las reacciones del terreno.

En el cálculo de esta estructura se planteó la duda de qué longitud de pila tomar, ya que la altura del fuste es igual al canto del tablero. Por ello se hizo un doble cálculo de esfuerzos, uno con una altura de pila comprendida entre el plano medio de la zapata y la directriz del tablero y otro en que se consideró la pila empotrada en la cara inferior del tablero. Se eligieron en cada caso los resultados más desfavorables. La prueba de carga demostró que la estructura se comportaba de acuerdo con la menor de dichas longitudes, puesto que se obtuvo una flecha en el centro del vano de 146 mm frente a los 150 calculados.

El tablero se ha construido por el método de avance por voladizos sucesivos, empleando carro de avance para los voladizos sobre el Río, cada uno de los cuales estaba dividido en 15 dovelas de longitud entre 4,10 y 4,55 m, y hormigonando sobre cimbra los vanos laterales, descompuestos en seis dovelas de 9,50 m. El tablero lleva un pretensado sobre pilas constituido por 60 tendones de 12 cordones de 15 mm, del sistema Freyssinet, que se anclaban en las cartelas del forjado superior. En las proximidades de la articulación central aparecen momentos positivos bajo la actuación asimétrica de las sobrecargas, pero su pequeño valor hace innecesario el recurrir a un pretensado de continuidad. Los vanos laterales llevan en su parte inferior un pretensado de continuidad mediante cuatro tendones de los ya citados. El interior de los 15 m extremos de cada vano lateral se ha rellenado con un contrapeso de hormigón en masa para evitar el levantamiento de apoyos. A pesar de que las almas tienen un espesor sólo de 0,40 m no ha sido necesario pretensarlas.

El puente principal apoya en la pila común con el viaducto de acceso haciendo una doble junta a media madera de una y otra estructura sobre un cargadero rectangular inscrito en la dimensión del cajón, con lo que no se produce ninguna discontinuidad en la línea del intradós y no se introduce ningún condicionamiento en el proceso constructivo.



SECCION LONGITUDINAL

SECCION TRANSVERSAL

Fig. 5. CATOIRA.

La solución estructural dada al viaducto de acceso (Fig. 5) ha permitido tener la simplicidad de líneas propia de las construcciones hormigonadas "in situ" junto con una gran facilidad constructiva. Cada tramo está formado por un pórtico en L, al empotrar el tablero por un extremo en la pila y apoyarlo por el otro en un pequeño voladizo del pórtico contiguo. El tablero tiene sección en π de 2 m de canto y se ha hormigonado mediante unos carretones que llevaban unos encofrados abatibles y se desplazaban sobre una cimbra tubular. Este hecho excluía la posibilidad de disponer traviesas en el interior del tablero, y para mayor simplicidad se ha mantenido constante el espesor de las almas, que es de 0,55 m. Cada pila tiene dos fustes de sección octogonal alargada cuyos extremos se ahusan para quedar empotrados en las almas del tablero. A suficiente distancia para no entorpecer el movimiento de los carretones de encofrado se dispuso una traviesa para rigidizar el conjunto transversalmente. La cimentación se hace mediante dos pilotes de 1,50 m, dispuestos en prolongación de los fustes, y empotrados 3,00 m. en el granito para absorber los momentos ocasionados por el funcionamiento como pórtico. Cada tramo se pretensa mediante 10 tendones de 12 cordones de 13 mm que se tesaban por el extremo de la junta.

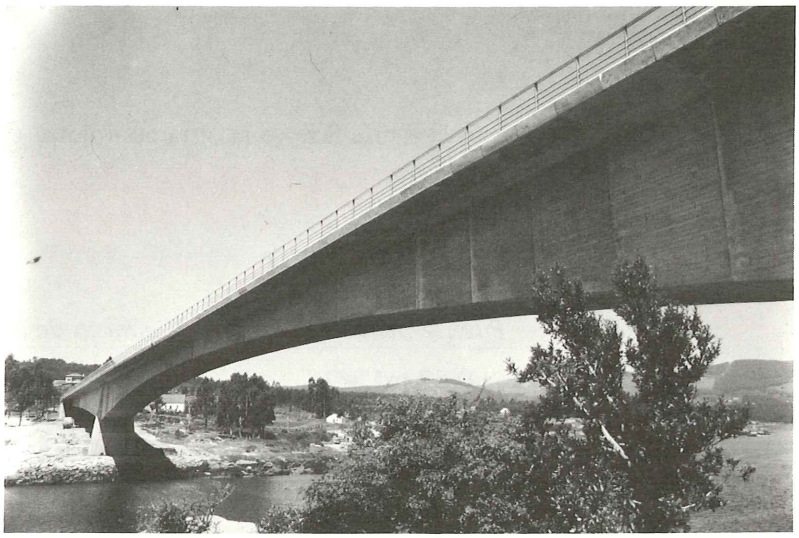


Fig. 6.

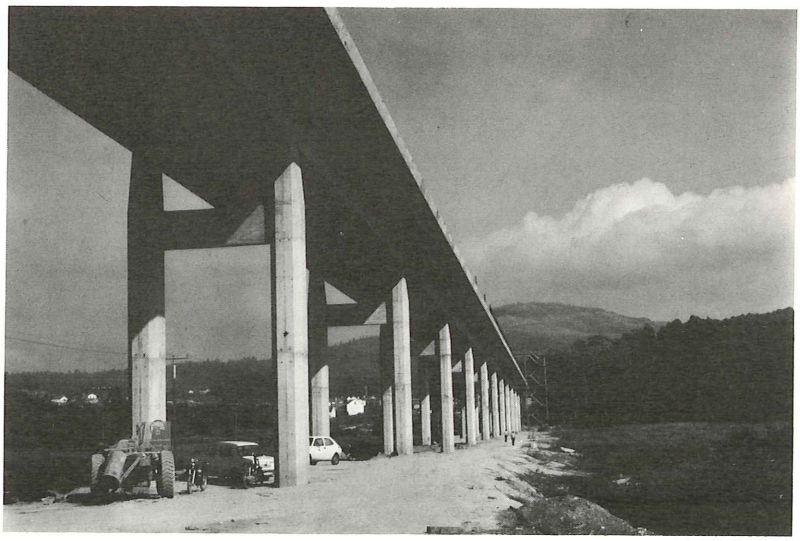


Fig. 7.

En la figura 6 se ve un aspecto del puente principal terminado y en la figura 7 se mues-

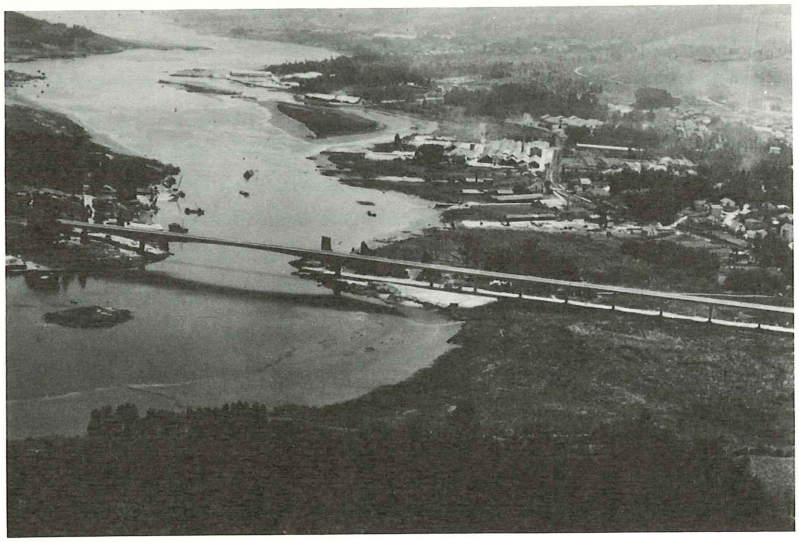


Fig. 8

tra el viaducto de acceso. Finalmente, en la figura 8 se ve la obra completa, cuya prueba de carga se efectuó en Julio de 1978.

CUANTIAS EN TABLERO

	Puente principal	*Viaducto de acceso*
Hormigón	0,87 m^3/m^2	0,47 m^3/m^2
Armadura pasiva	36 Kg/m^2	74 Kg/m^2
Armadura activa	9 Kg/m^2	45 Kg/m^2

Pasarela colgada en Avenida de la Paz (Madrid).

C. Fernández Casado, L.F. Troyano, J. Manterola

SOLUCION ESTRUCTURAL

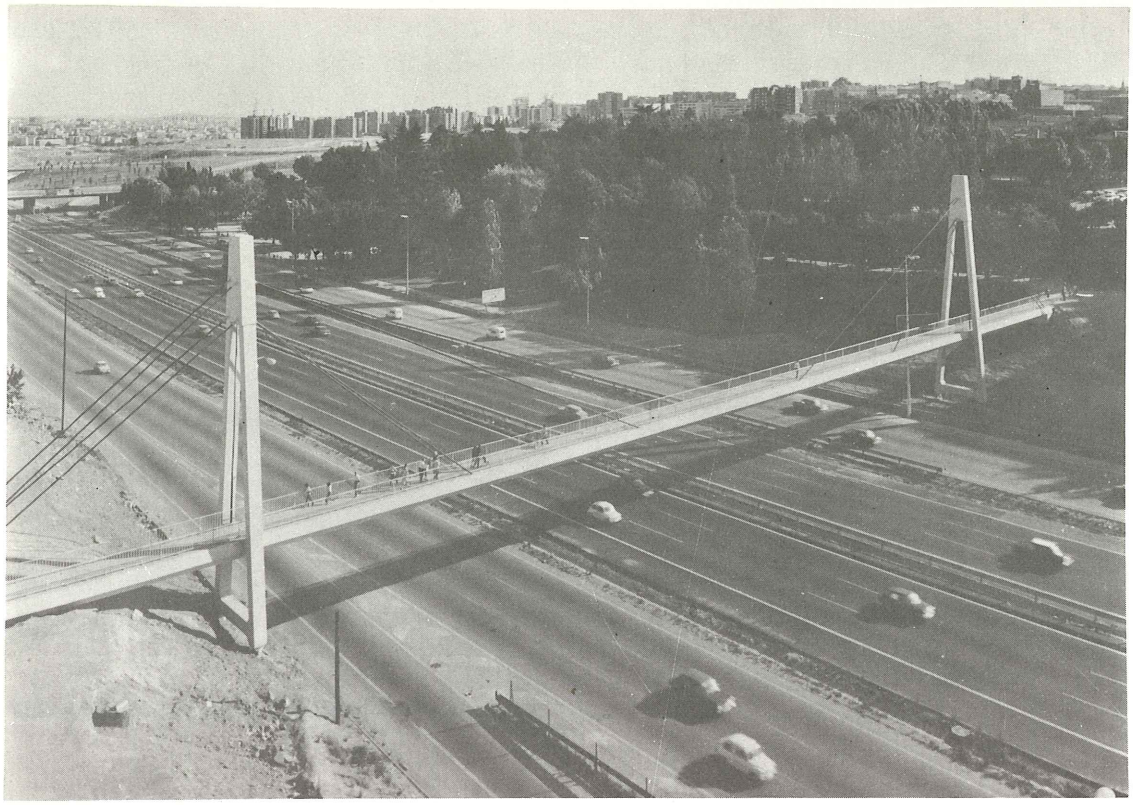
En la red arterial de Madrid, para el cruce de la M-30, en las proximidades del parque Marqués de Zafra, se ha construido una pasarela para peatones de 127,8 m de longitud que salva la zona de tráfico con 85,8 m de luz libre.

La solución adoptada para esta pasarela es una estructura atirantada, formada por un dintel recto de hormigón pretensado de 127,80 m de longitud total que cuelga, mediante cables rectos de dos torres, en seis puntos intermedios. Se determinan así siete vanos de 21 m + 17 m + 17 m + 17,8 m + 17 m + 17 m + 21 m. Los elementos de apoyo elástico están constituidos por un cable de pretensado C.T.T. anclado tanto en puntos del vano como en los planos verticales de las pilas.

Elegimos para el dintel una sección cajón de 1,2 m de canto y 2,6 m de anchura, lo que determina una relación canto/luz de 1/71. Los espesores virtuales de las cuatro losas que la forman son de 14 cm. A esta sección trapecial básica se le han añadido dos cartabones laterales cuya finalidad es doble. Por un lado sirven de alojamiento para los anclajes de los tirantes que sustentan el dintel y que si no fuese por el ensanchamiento de estos recordes no cabrían en las losas inclinadas del dintel y por otro lado, crean una línea intermedia en el canto total del mismo, la cual determina un aligeramiento visual que buscamos premeditadamente.

Las pilas son triangulares y tienen 23,39 m y 25,43 m de altura. Están formadas por piezas inclinadas de hormigón armado de 0,60 m de canto y 0,8 m de anchura que se unen en el vértice superior de una manera natural y se enlazan inferiormente por una viga de 0,8 x x 0,8 m. Estas pilas descansan sobre dos rótulas metálicas dispuestas al efecto para un giro importante en las operaciones de montaje de la pasarela.

De las piezas inclinadas salen a la altura del dintel dos tacos laterales, que tienen como misión recoger las fuerzas horizontales transmitidas por dicho dintel. Esta transmisión de carga se realiza por medio de apoyos de neopreno-teflón de 200 x 200 colocados en posición



Pasarela colgada en Avenida de la Paz. (Madrid).

vertical para permitir los movimientos de la pasarela en esta dirección. El ajuste geométrico entre pila y dintel es automático ya que esa zona corresponde a una de las juntas "in situ" entre dos de las vigas prefabricadas inicialmente.

Los estribos son de hormigón armado, y están enterrados teniendo la misión de servir de contrapeso al tiro de los cables de cuelgue extremos. Dicho contrapeso se une al dintel por medio de un pretensado vertical que transmite la carga entre ambos por intermedio de apoyos de neopreno —en el estribo fijo— y apoyos de neopreno-teflón en el estribo móvil.

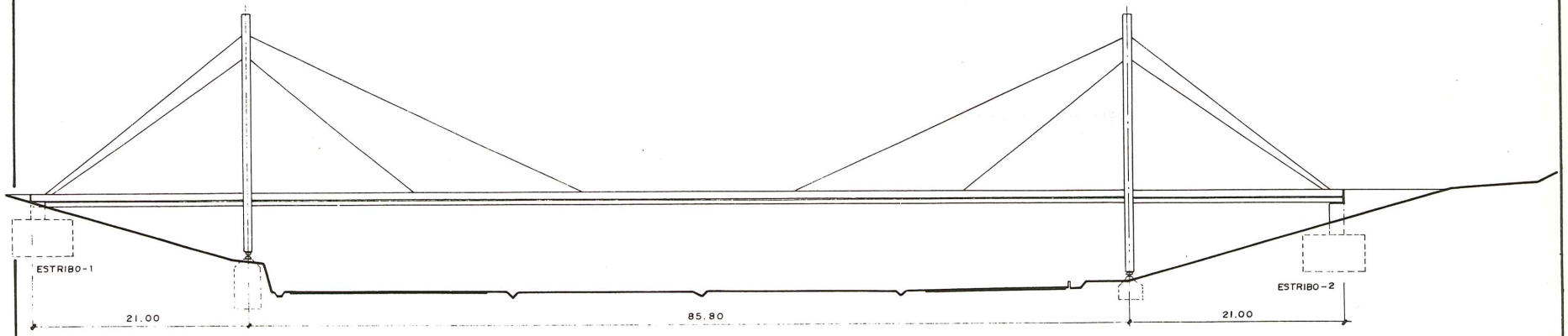
El cable pretensado, queda rodeado por una vaina de polietileno inyectada y alojada dentro del hormigón en cajas metálicas huecas de 220 x 75 mm que permiten su movimiento en dirección longitudinal.

Los tirantes están formados por unidades normales de pretensado. Los cables traseros tienen 30 alambres de 7 mm de diámetro; los que coinciden con el eje de la pila tienen 16 alambres del mismo diámetro; y los que van al vano central tienen 24 alambres el que se ancla más cerca de la pila y 34 alambres los otros dos. El acero utilizado es de 170 kg/mm^2 de resistencia.

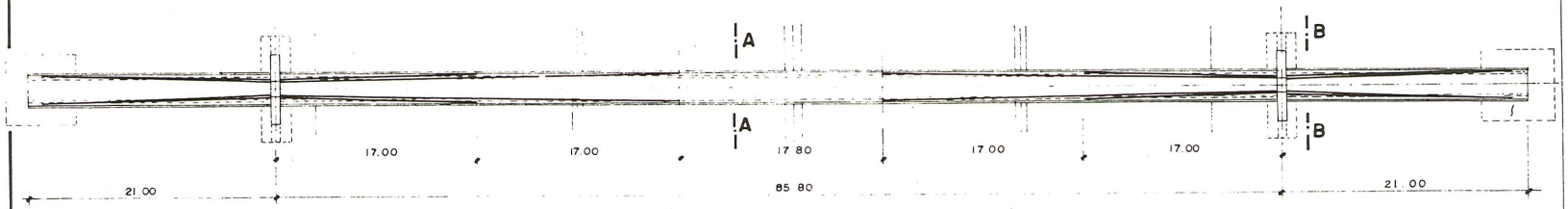
Los anclajes de estos tirantes son los mismos que se utilizan en pretensado normal. No ha sido necesario tomar precauciones especiales respecto a la fatiga de los mismos ya que las oscilaciones de su tensión son pequeñas en estas pasarelas de hormigón.

La vaina exterior está formada por un tubo de polietileno de 6 mm de espesor que se inyecta con lechada de cemento para evitar la corrosión de los alambres. Esta lechada se inyecta desde la parte inferior y en una sola operación ya que su altura no es muy grande. Es necesario cuidar su composición para que la decantación sea despreciable.

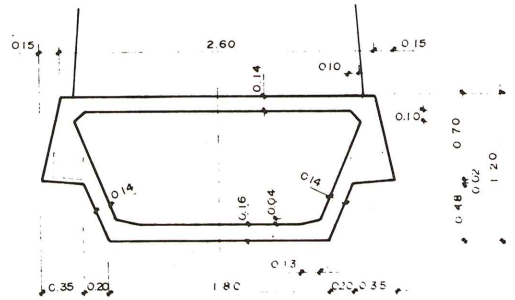
La entrada de los cables en el dintel y en la pila se protege con tubos metálicos en los cuales se aloja la vaina de polietileno longitudinal.



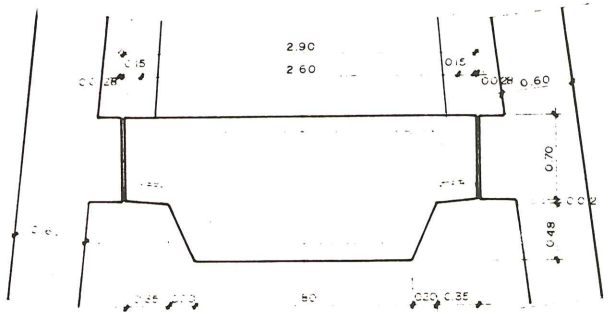
ALZADO GENERAL



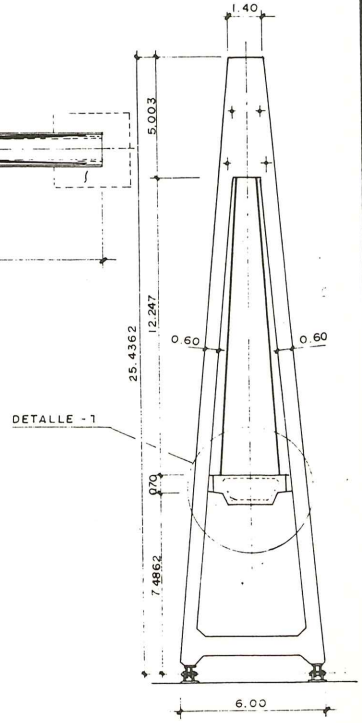
PLANTA GENERAL



SECCION A - A



DETALLE - 1



DETALLE - 1

SECCION B - B

PROCESO CONSTRUCTIVO

La construcción de la pasarela ha sido muy simple. El dintel continuo de 127,8 m se ha dividido en cinco trozos, los cuales determinan cinco vigas, dos de 20,25 metros y tres de 27,1. Estas vigas se prefabrican y pretensan en las proximidades de la obra.

La determinación de las longitudes de las vigas prefabricadas venía fijada por las dos vías laterales de la autopista que en el momento de la construcción estaban en servicio. De esta manera se podía puentear su paso sin introducir problemas en su funcionamiento normal.

Las vigas se montaron por medio de una grúa sobre castilletes metálicos, donde se nivelaban y sobre los cuales se realizaba el hormigonado de los empalmes intermedios "in situ" de 1,5 m de longitud total, que sirve para dar continuidad longitudinal al dintel. Esta se completaba por pretensado longitudinal.

La construcción de las pilas de 23,39 m y 25,43 m de altura hubiese representado un problema en el caso de hormigonarlas "in situ". Sus secciones eran pequeñas y la altura grande. Por esta razón pensamos que era mejor construirlas tumbadas en el suelo y aprovechando su articulación metálica inferior levantarlas por medio de una grúa o por el tiro de un cabrestante. La empresa constructora propuso construirlas también en el suelo, pero en otro lugar del indicado y trasladarlas a su posición por medio de una gran grúa.

Una vez colocadas las pilas en situación y establecida la continuidad longitudinal del dintel por el hormigonado de las juntas y el pretensado longitudinal, se procedió a atirantar la pasarela. Para ello se pusieron en carga los tirantes hasta que la reacción que tenían los caballetes metálicos provisionales se traspasó a aquéllos y la pasarela quedó en el aire.

Conviene hacer aquí una precisión respecto a la puesta en carga de los tirantes. El proceso es delicado y debe ser estudiado con minuciosidad, ya que mientras la pasarela está en el aire y deseamos cambiar la ley de momentos flectores que ha alcanzado en el descimbrado, es necesario introducir las cargas en los tirantes con extraordinaria precisión. Las bombas normales de pretensado no la alcanzan y resulta por tanto conveniente introducir anillos dinamométricos entre el gato y el anclaje.

En nuestro caso no se realizó esta previsión y fue necesario ajustar la carga en los cables acudiendo a las flechas de la pasarela, las cuales son extraordinariamente sensibles a la carga, por la enorme flexibilidad del dintel.

Proyecto: Carlos Fernández Casado
Javier Manterola
Leonardo Fernández Troyano
Dirección: M.O.P. Alfonso Travesi, J. Paramio
Empresa constructora: Obrascon, S.A.
Sistema de Pretensado y cables de cuelgue: C.T.T.
Período de Construcción: 1976

591-2-137

Puente sobre el río Jucar (Cuenca).

C. Fernández Casado. L. F. Troyano J. Manterola

Con motivo de mejorar el nuevo acceso a Cuenca por la carretera que une a esta ciudad con Madrid y Tarancón, la Oficina Regional de proyectos de Madrid decidió adoptar la solución de establecer una penetración directa por la Avda. de la República Argentina, después de atravesar el río Júcar, aguas abajo del puente de carretera antiguo y próximo al puente del ferrocarril.

La elección de la solución estructural del puente se realizó después de estudiar el informe de las condiciones geotécnicas del terreno realizado por la 1ª Jefatura Regional de Materiales y siguiendo sus indicaciones.

Dicho informe puede resumirse en:

1°.– El terreno de cimentación está constituido por un terreno yesoso, atravesado por una falla por la que discurre el río Júcar.

2°.– La formación de cavernas es especialmente intensa en la margen izquierda –lado Cuenca– donde no se recomienda la cimentación.

3°.– Este hecho se agrava por la presencia en dicha margen de una capa superficial de unas gravas fácilmente socavables y sobre todo por un enorme vertedero creado recientemente para la instalación, en su parte superior, de un parque de la Ciudad.

Estos datos nos han llevado a la adopción de una estructura continua formada por dos vanos de 60 m y 70 metros, constituyendo su apoyo central una célula triangular articulada en la base y situada en la margen derecha. Lateralmente el tablero se apoya sobre dos estribos, uno situado sobre el vertedero y otro en la margen derecha. Las razones que nos han conducido a esta solución son las siguientes:

1°.– Sin el apoyo en la margen izquierda la luz libre sobre el río Júcar alcanza los 70 m.

2°.– La disposición estructural continua lleva a concentrar la carga en la pila central descargando los estribos.

3°.– Se le ha dado una gran variación de inercia al dintel desde 4 m encima de la pila a 1,4 m en los estribos. Este hecho no solo contribuye a una concentración de la reacción en la pila, sino que proporciona gran flexibilidad al puente de cara al asiento del estribo sobre el vertedero.

4°.– Se ha mejorado la capacidad de carga del vertedero sustituyendolo por un terraplen compactado en los metros superiores.

5°.– La construcción del puente se realiza desde la pila central, volando hacia el estribo lado Cuenca, con lo que se da tiempo a que se produzca parte del asiento del vertedero ocasionado por el terraplen y su compactación, sin retrasar la ejecución de la obra.

6°.- Se completa el control de los asientos por medio de dos aletas que saliendo del dintel e instaladas en el cuerpo del estribo permite la actuación de gatos que corrijan los posibles asientos posteriores a la terminación de las obras.

Descripción de las obras

– Tipología estructural. Viga continua de dos vanos, de 60 m y 70 m de luz, empotradas en célula triangular de 15,7 m de altura articulada en la base.

– El puente con una anchura total de 23 m, se divide en dos de 11,5 m por una junta longitudinal.

– Las vigas cajón que constituyen el tablero tienen una anchura de 11,5 m, constituidas por un cajón propiamente dicho de 5 m y dos voladizos laterales de 3,25 m. Su canto varía de 4 m en el empotramiento a 1,4 m en los estribos, estableciendose una transición parabólica. Espesor de alma constante de 0,5 m y losa inferior variable entre 0,9 m y 0,35 m.

– Célula triangular de 15,7 m de altura y 15 m de anchura total en la parte superior del dintel, formada por pantallas macizas de espesor variable entre 1,6 en la parte inferior y 1,1 m en la superior.

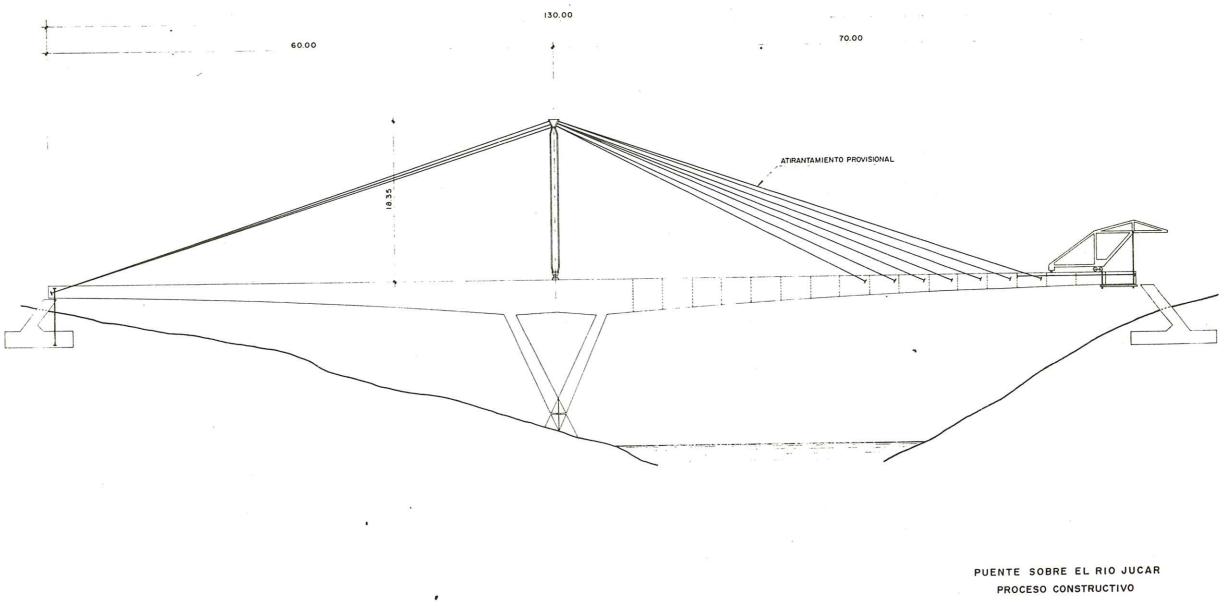
– Cimentación principal formada por un pseudo-prisma triangular hueco de 10 m de anchura y 30 m de longitud. Esta cimentación soporta a los dos tableros.

– Los estribos estan formados por muros en "L" inclinados de 1,2 m de espesor y zapatas de 2 m x 8 m x 21 m. Se rigidizan por tabiques situados en el eje de cada cajón de 0,8 m de espesor y 1,4375 m de canto.

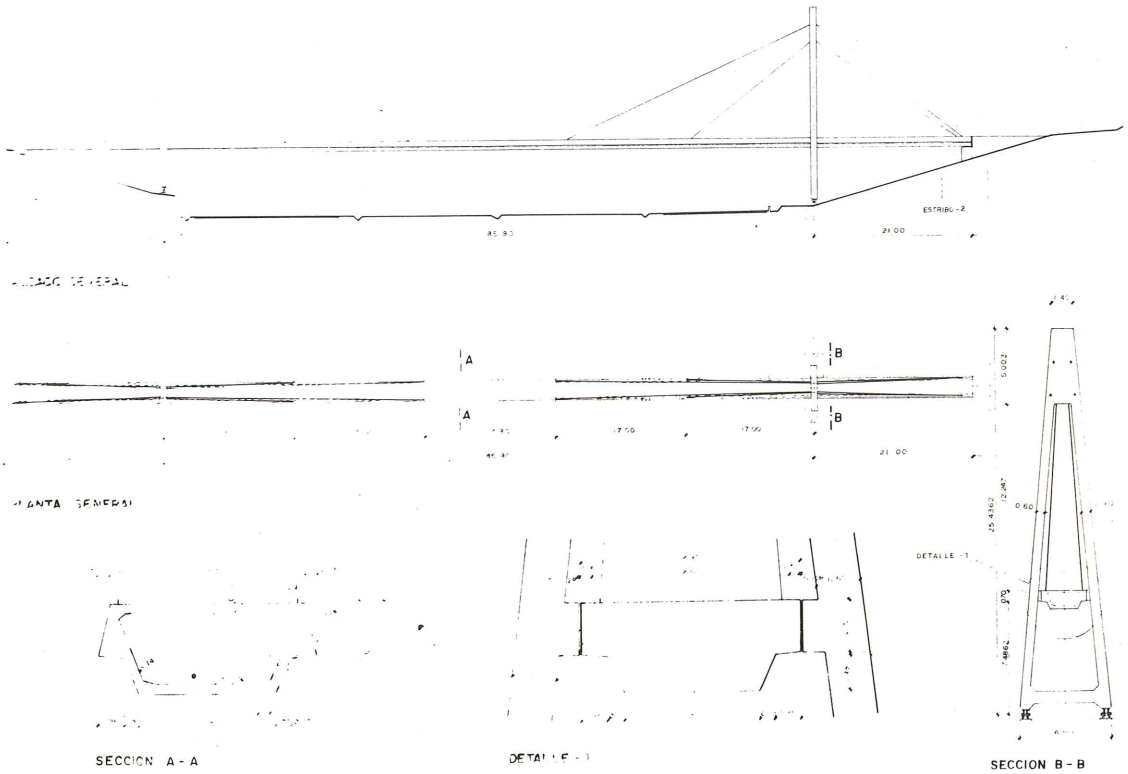
Proceso constructivo y problemas resistentes involucrados en el diseño

El vano de 60 m situado sobre la margen derecha, así como la célula triangular se construyeron cimbrandolos sobre el suelo. El vano de 70 m que salva el río se construyó por avance en voladizo sucesivo desde la pila central.

Como el comportamiento definitivo del puente es de "empotrado-apoyado" no parecio conveniente establecer un proceso de avance normal en voladizo desde la pila central sino que se recurrió a un atirantamiento provisional a partir de un determinado punto del avance. Los motivos para esta decisión son los siguientes:



Puente sobre el río Júcar. Proceso constructivo.



Nuevo acceso a Cuenca por la CN-400

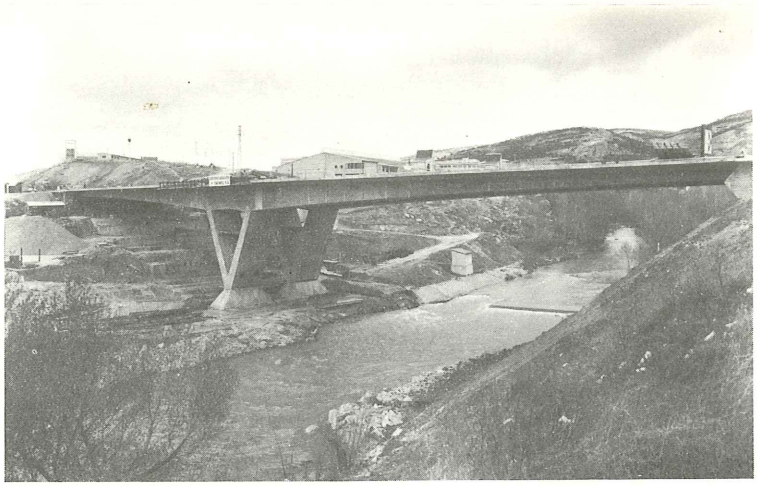


Fig. 1.– Tipología estructural.

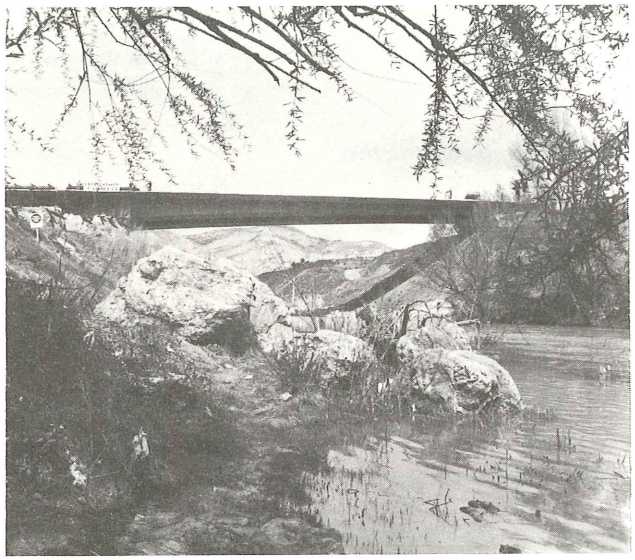


Fig. 3.– Aspecto del puente.

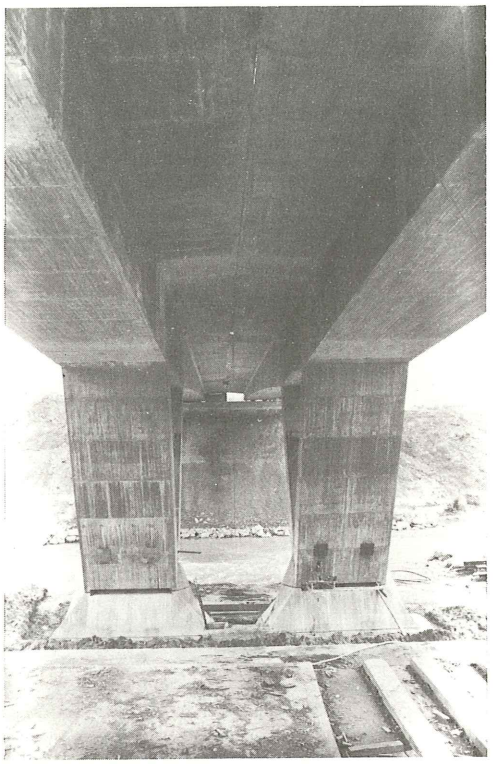


Fig. 2.– Vista desde la parte inferior.

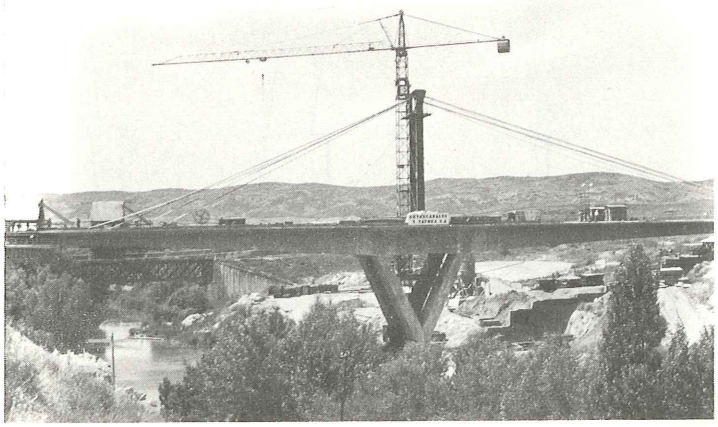


Fig. 4.– Vista durante la construcción.

1°.– Durante la construcción, la sustentación del puente se aproxima a la que tiene el puente después de su terminación, lo que resulta interesante para la economía de la obra.

2°.– La ley de momentos flectores de peso propio en este tipo de puentes constituye una parte muy importante de la solicitación total. Si se hubiese construido sin atirantamiento provisional, los momentos flectores totales en los primeros tiempos de la vida de la obra serían los correspondientes a voladizo simple para el peso propio y continuo para el resto de las cargas. Esto nos habría conducido a un regruesamiento del dintel con el consiguiente perjuicio de su flexibilidad de cara a los asientos del estribo sobre el vertedero.

El atirantamiento provisional de un puente de estas características, habitual en la tecnología alemana, pero realizado por nosotros por primera vez, nos ha presentado diversos problemas que conviene plantear.

En primer lugar, se ha detectado que el tamaño y peso del carro de avance debe estar mucho más ajustado al tamaño del puente, cuando se utiliza un atirantamiento provisional que cuando no se utiliza. La razón es clara. En el primer caso los esfuerzos en la zona atirantada estan gobernados, casi exclusivamente, por el tamaño del carro, su peso y el de la dovela que hormigonan, pues el atirantamiento si no detiene, reduce grandemente la progresión de momentos en el dintel.

En cambio en un avance en voladizo sin atirantamiento, el dimensionamiento de cualquier sección raramente viene gobernado por los esfuerzos que se producen durante la construcción, lo que permite la tendencia que existe a elevar el tamaño y peso de los carros de avance para reducir el tiempo de una construcción relativamente lenta como es la de avance en voladizo "in situ". Esta tendencia no se puede extender a los casos de atirantamiento provisional si no se quiere encarecer el puente.

En segundo lugar existe una diferencia notable de comportamiento entre el atirantamiento utilizado como elemento portante provisional –este caso– o el atirantamiento definitivo de los puentes. Esta diferencia se debe a la distinta relación que existe entre la rigidez del atirantamiento y la del dintel en uno y otro caso. En el primero es mucho menor que en el segundo lo que convierte a los puentes atirantados provisionalmente en mucho más sensibles a las variaciones de temperatura y a la respuesta ante las cargas que se producen en el proceso de construcción.

En tercer lugar se complica bastante el cálculo de flechas durante la construcción cuando se atiranta provisionalmente un avance en voladizo ya que el sistema es mucho más hiperestático. Para simplificar este proceso hemos constatado y se ha convertido en procedimiento habitual de cálculo entre nosotros, que es mucho más comodo determinar las flechas y esfuerzos reales durante la construcción procediendo en el cálculo, en sentido inverso al seguido durante la construcción. Se parte de la situación de puente terminado y de la situación de rasante deseada y se procede a ir desmontando el puente, se quita una dovela, se elimina un pretensado se le pone un cable de atirantamiento, se retrasa el carro, etc. La suma de estas hipótesis produce los esfuerzos y las flechas reales del puente en cualquier fase.

Por último, hemos constatado, lo que ya era evidente nada más plantear el procedimiento, que la redistribución de esfuerzos por fluencia y retracción que se produce en el puente al apoyarlo sobre el estribo, es mucho más reducida que si hubiesemos construido en avance sin atirantamiento provisional.

Dirección: Sandro Rochi y Joaquín Penas
Proyecto: Carlos Fernández Casado, Javier Manterola, Leonardo Fernández Troyano
Construcción: Entrecanales y Tavora

Acueducto del Alcanadre.

Proyecto: Carlos Fernández Casado
Javier Manterola Armisen
Leonardo Fernández Troyano
Dirección: Conf. Ebro. Jaime Fernández Moreno
Empresa constructora: Auxini. Hipolito Fajardo y Antonio Roa
Pretensado: B.B.R.
Período de construcción: 1977

GENERALIDADES

En los riegos del alto Aragón y para establecer la continuidad del canal del Cinca sobre el río Alcanadre, en las proximidades de Pertusa, ha sido necesario construir un acueducto de 1.302,83 m de longitud, el cual está integrado por dos tramos de acceso de 789,83 metros y de un tramo principal de 458 m de longitud.

El caudal de agua a transportar es de 40 m^3/segundo,lo que determina, habida cuenta de la pendiente longitudinal del mismo, una sección transversal de 25 m^2 y una carga de agua uniformemente distribuida de 25 tn/ml.

SOLUCION ESTRUCTURAL

Se han dispuesto estructuras de hormigón pretensado, claramente diferenciadas en los tramos de acceso y en el tramo principal.

En los tramos de acceso, el acueducto está formado por una sección en "U", es decir, abierta en su parte superior, con 5 m de anchura en su base, 9,2 m en su parte superior y una altura total de 5,02 m. Las dos paredes de la sección tienen 0,3 m de espesor constante y están atirantadas en su parte superior por vigas pretensadas de 0,3 m por 0,3 m distanciadas 6 m entre sí.

Debido a la poca altura a que se desarrollan los tramos de acceso con respecto al suelo, los apoyos consisten en muros longitudinales de hormigón armado, que se cortan por juntas transversales cada 12 m.

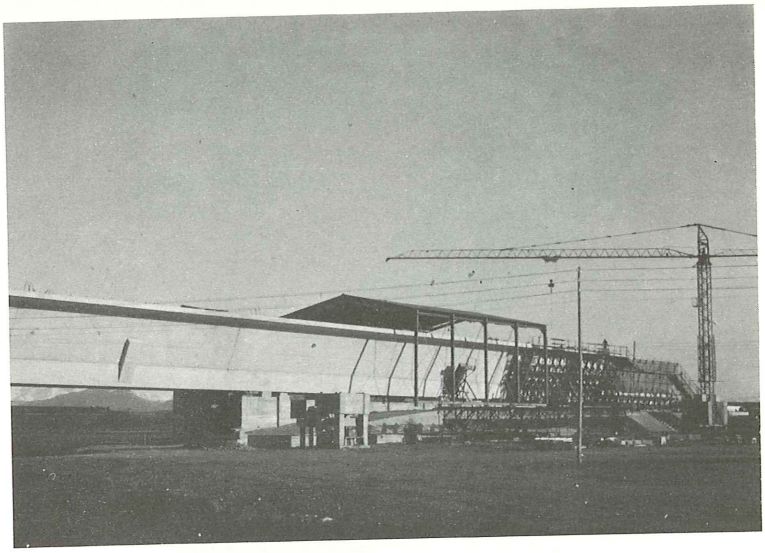


Fig. 1

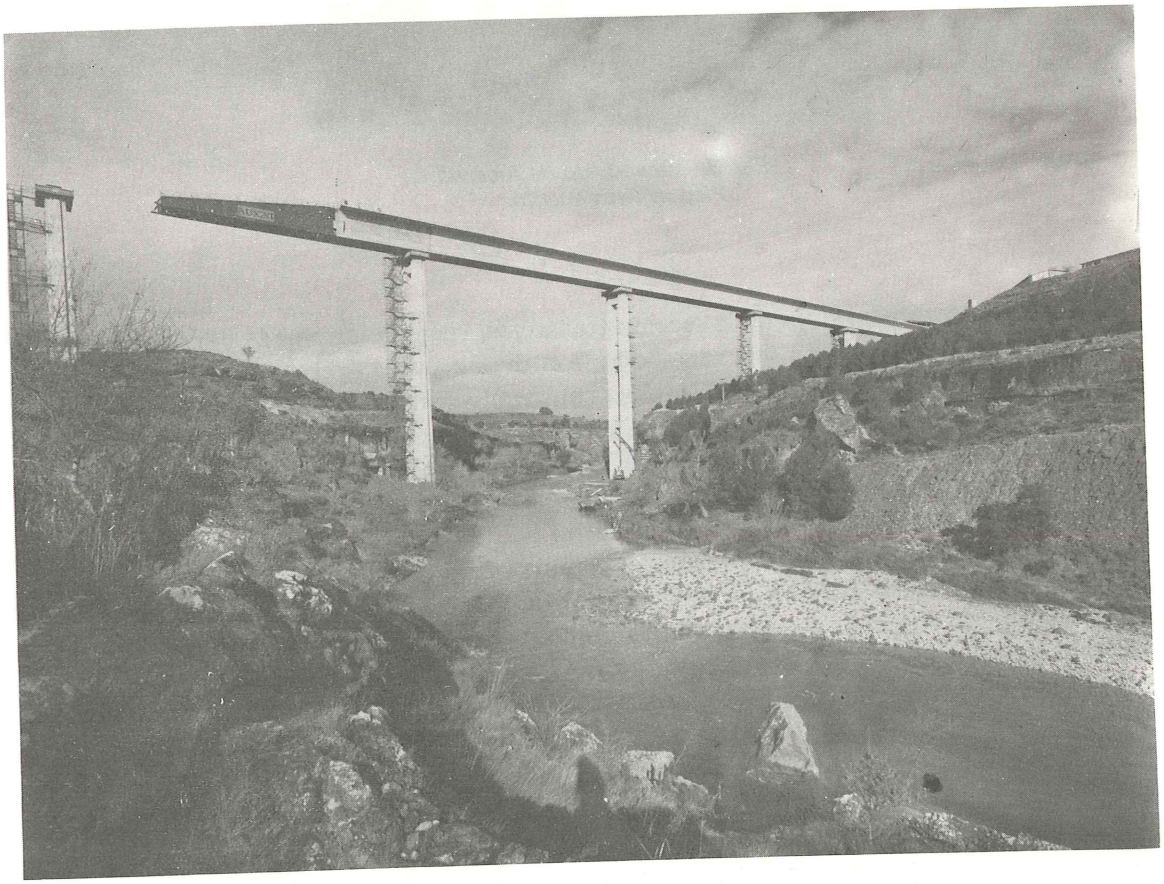


Fig. 2.– Proceso de lanzamiento.

El tramo principal del acueducto que se desarrolla sobre el río Alcanadre a una altura de 54 m. Para salvarlo se ha dado una estructura autorportante a la sección en "U" que acabamos de considerar para los tramos de acceso. Así organizamos un dintel de sección en cajón abierto de forma "U" de hormigón pretensado, que se apoya en dos estribos extremos y seis pilares intermedios, destacando así 8 vanos de 49 m + 6 x 60 m + 49 metros.



Fig. 3.— Acueducto de Alcanadre.
Pico de lanzamiento.

La forma y dimensiones de la sección transversal viene determinada por su trabajo a flexión como viga continua de seis vanos de 60 m de luz y una sobrecarga de agua verdaderamente enorme de 25 tn/ml y por el proceso constructivo utilizado que es el de empujes sucesivos. El trabajo a flexión determina una sección con amplias cabezas de compresión y tracción unidas por almas ligeramente inclinadas de 0,4 m de espesor. Debido al proceso constructivo utilizado, cualquier sección pasará por el apoyo en un momento determinado del proceso de empuje, lo que condiciona al hecho de que coincidan en todo momento los ejes del alma y la losa interior con la vertical del apoyo. Para ello ha sido necesario establecer un ensanchamiento en el alma en la zona inferior de manera que la anchura del apoyo quepa dentro del talón inferior, y que su centro coincida con la intersección de los ejes de la "U". De esta manera se elimina la presencia de flexiones locales en las almas dificiles de soportar por el enorme peso del cajero 25,5 tn/ml.

Para reducir las flexiones transversales de las almas por el empuje del agua y recoger el tiro horizontal producido por la inclinación de las mismas se han dispuesto tirantes de 0,35 x 0,4 m y separados entre sí 5 m. En la zona de apoyo definitivo estos tirantes se hacen de 0,6 m de anchura y se refuerza el cajero en su parte inferior y lateralmente con un refuerzo de 1,20 m de anchura.

Dada la gran longitud del dintel (458 m) y para evitar las flexiones correspondientes a los desplazamientos de las cabezas de pilas por los corrimientos longitudinales, debidos a las variaciones de temperatura, fluencia y retracción, se han dispuesto apoyos con articulaciones de neopreno-teflón en caja fija, los cuales se utilizan también durante el proceso de empuje. El cajero queda anclado de una manera definitiva en el estribo 1, que es el más próximo al taller de prefabricación.

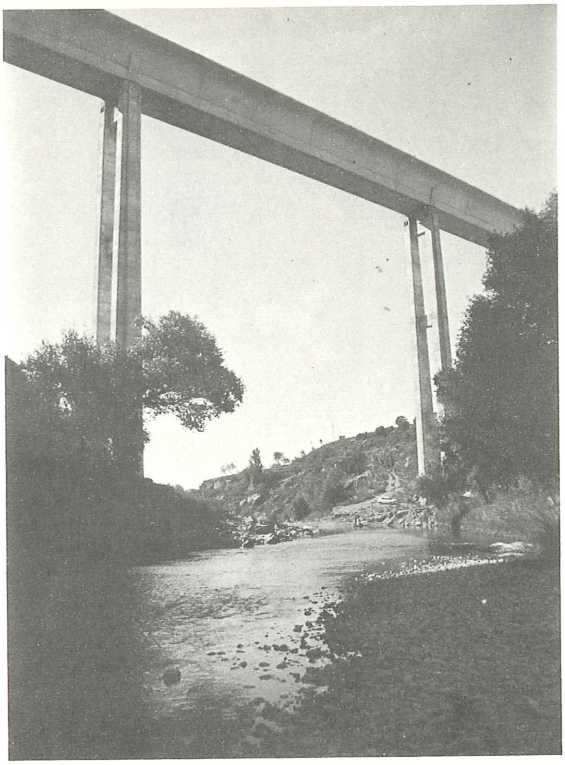


Fig. 4

Las pilas tienen alturas variables desde 11,8 a 54,2 m. y se componen de dos pilares de sección en forma de "T" de anchura variable desde 4 m en la parte inferior a 2,4 m en la superior y canto constante de 1,2 metros. Dichos pilares se arriostran entre sí cada 11,5 metros por medio de vigas cortas de 1,2 m de ancho y 2,4 m de canto.

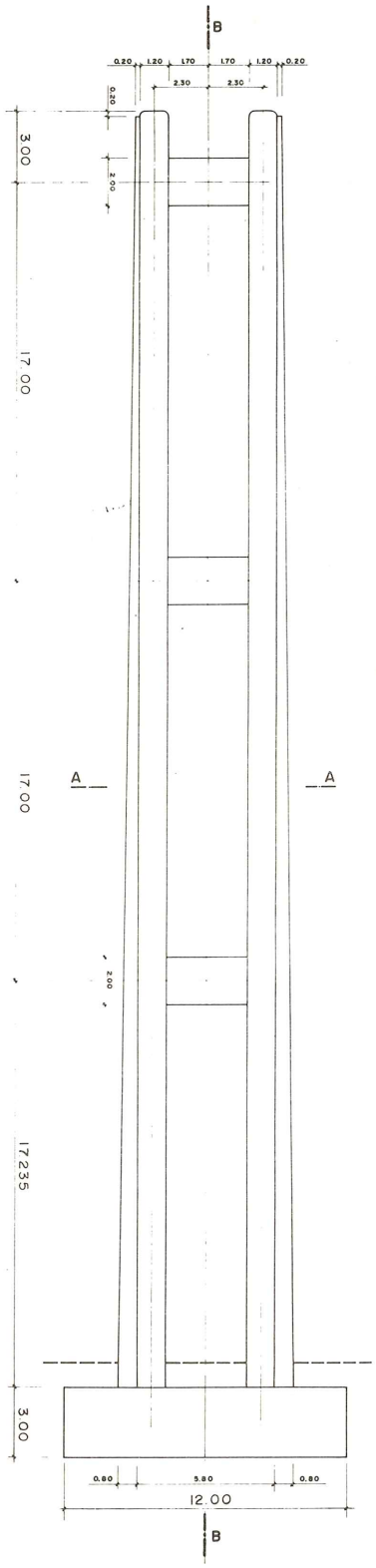
La separación entre los pilares coincide con la intersección de los ejes de la viga en "U". La cimentación utilizada es directa por medio de zapatas apoyadas en roca superficial.

El pretensado del cajero se realiza por medio de unidades BBR de 34 ϕ 7 mm distribuidas según tres familias. La primera formada por cables rectos dispuestos en la cabeza superior e inferior en número de 18 en cada una de ellas y con misión de recoger los momentos flectores enormemente cambiantes durante el proceso de lanzamiento. A esta primera familia se le complementa una segunda familia de cables "sombrero" dispuestos en la zona de apoyos definitivos y una tercera familia de cables continuos de 80 m de longitud, que se colocan una vez terminado el proceso de lanzamiento.

Las almas están pretensadas por cables del mismo tipo.

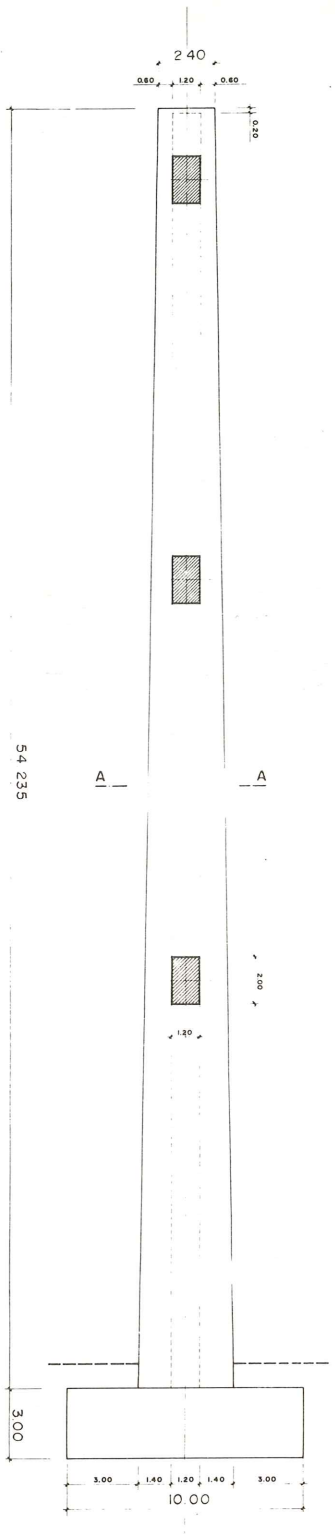
PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo se realizó por empuje del cajero que se construía en la alineación del acueducto sobre el estribo 1. Las dovelas realizadas eran de 20 m de longitud que se construían en doble fase sobre el parque de lanzamiento. Para reducir los momentos flectores en la parte frontal del cajero durante las operaciones de lanzamiento se dispuso un doble mecanismo. En primer lugar se añadió un "pico metálico" en alma lleno de 30 m de longitud en la punta del cajero. En segundo lugar se dispuso un pretensado provisional en la parte superior del cajero para complementar al definitivo incluido dentro del hormigón.



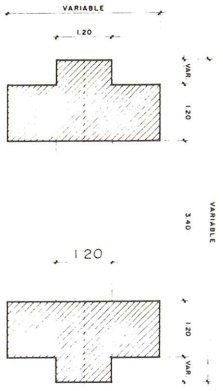
ALZADO FRONTAL

ESCALA 1:100



ALZADO-SECCION B-B

ESCALA 1:100

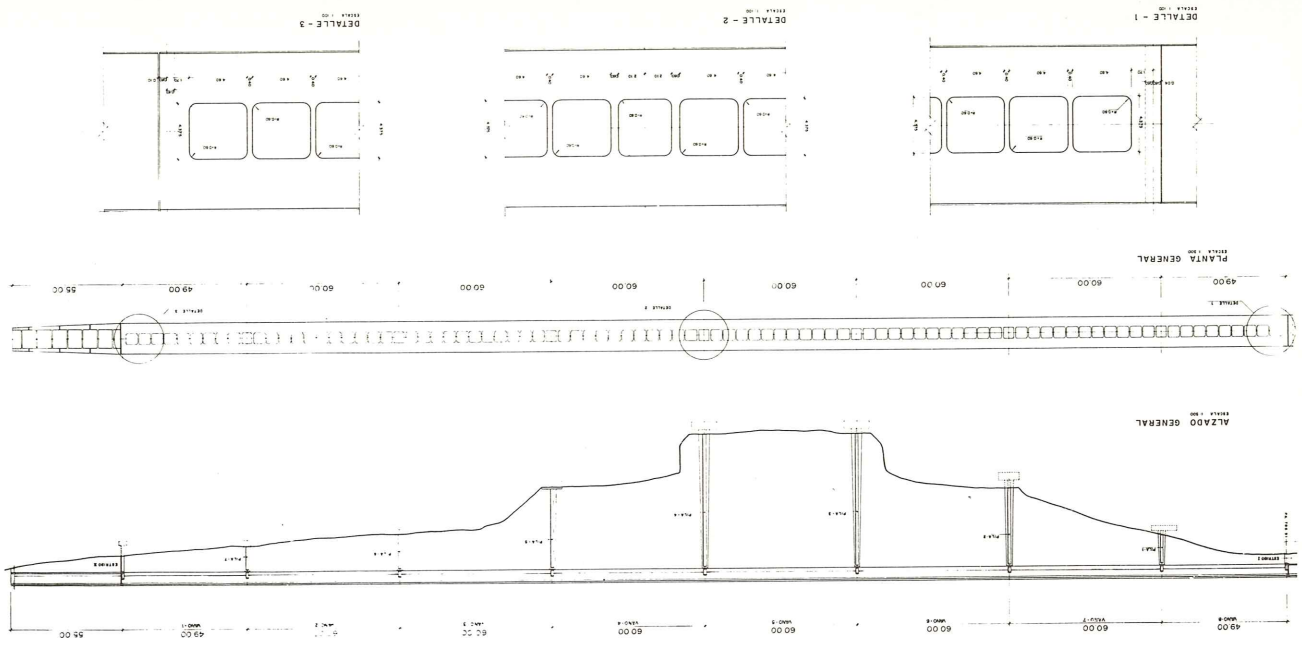


SECCION A-A

ESCALA 1:50

ACUEDUCTO DE ALCANADRE

- PILA -

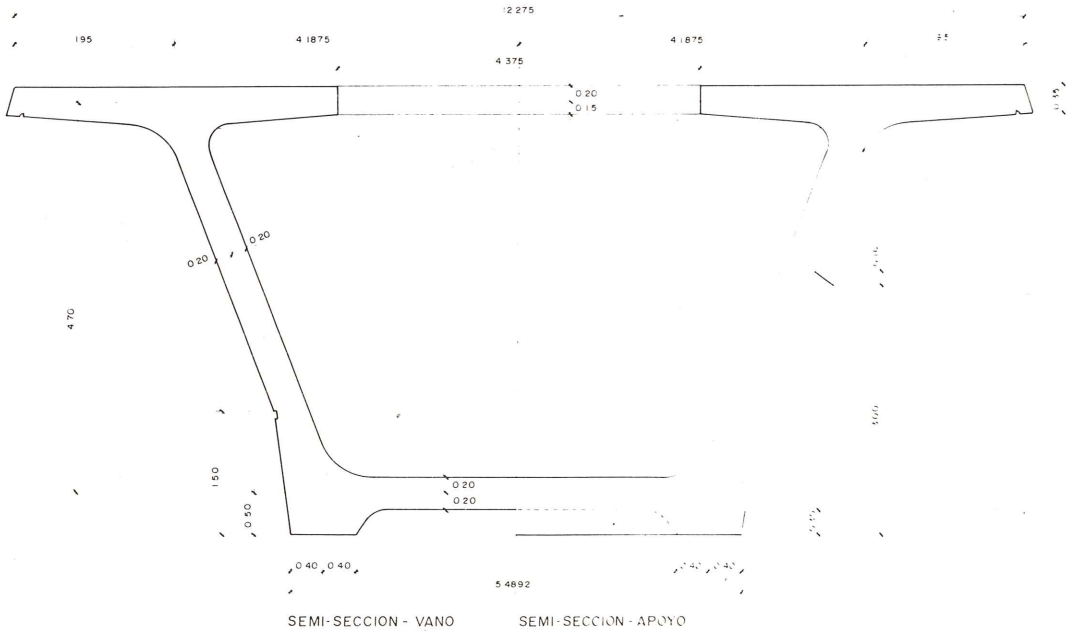


Acueducto sobre el río Alcanadre en el Canal del Cinca.

El deslizamiento sobre las pilas se realizó sobre los apoyos definitivos de neopreno-teflón, añadiéndoles en su parte superior una chapa de acero inoxidable sobre la que discurrían las "almohadillas" de neopreno-teflón.

El tiempo de empuje de cada dovela de 20 m de longitud era de unas dos horas, y este proceso se realizaba una vez por semana, que es el tiempo que se tardaba en fabricarla. Al principio de la construcción estas operaciones tardaban un poco más hasta que el procedimiento fue puesto a punto.

Durante todo el trabajo de empuje fue necesario llevar un escrupuloso control de flechas, alineaciones y nivelaciones para que pudiese garantizarse que la potencia de los gatos de empuje no se sobrepasase, el cajero no se desviase lateralmente y llegase a cada pila a la cota deseada. Estos trabajos tuvieron que ser extraordinariamente precisos empezando por el montaje del parque de prefabricación.



Acueducto sobre el río Alcanadre en el Canal del Cinca.

Puente atirantado sobre el río Ebro cerca de Castejón para la autopista de Navarra.

Por: Carlos Fernández Casado
Javier Manterola Armisen
Leonardo Fernández Troyano

El puente del Ebro ha sido una obra en la que tanto en proyecto como en construcción han aparecido muchos elementos nuevos para todos los que hemos intervenido en ella y que ha sido necesario resolver entre todos.

En primer lugar citamos a Audenasa concesionaria de la autopista, con la intervención de los ingenieros Manuel Ronchel, Luis Rivas, y José Angel Presmanes.

La construcción se ha realizado por Hudana, empresa constructura formada por Huarte y Cía y Dragados y Construcciones. Han intervenido principalmente José Manuel López Sáinz gerente de Hudana desde el planteamiento inicial del proyecto hasta el fin de su construcción. Antonio Cortes que ha sido el director de obra, Mariano Tobalina y Rafael Arellano ingenieros de obra.

Ha sido muy importante la intervención de Proyectos Especiales de Dragados y Construcciones, en todos los problemas constructivos y de montaje. Citamos a Jacinto Pellón director, y especialmente a Fernando Hue, que ha estado a pie de obra para todos los problemas técnicos que se plantearan, y para el seguimiento de toda la construcción.

Por último el proyecto se ha realizado por Carlos Fernández Casado, S.A. por los ingenieros Carlos Fernández Casado, Javier Manterola Armisen y Leonardo Fernández Troyano y todo el equipo de esta oficina.

Se ha contado también con el asesoramiento del ingeniero alemán Erwin Volke para fijar el pliego de condiciones a exigir en la fabricación de los cables cerrados, pues se trata de un material que no habíamos utilizado nunca.

PLANTEAMIENTO GENERAL DEL PUENTE

El río Ebro en la zona del puente tiene un cauce normal de más de 120 m que por varias razones se consideró que debía salvarse con una sola luz. Con este planteamiento inicial

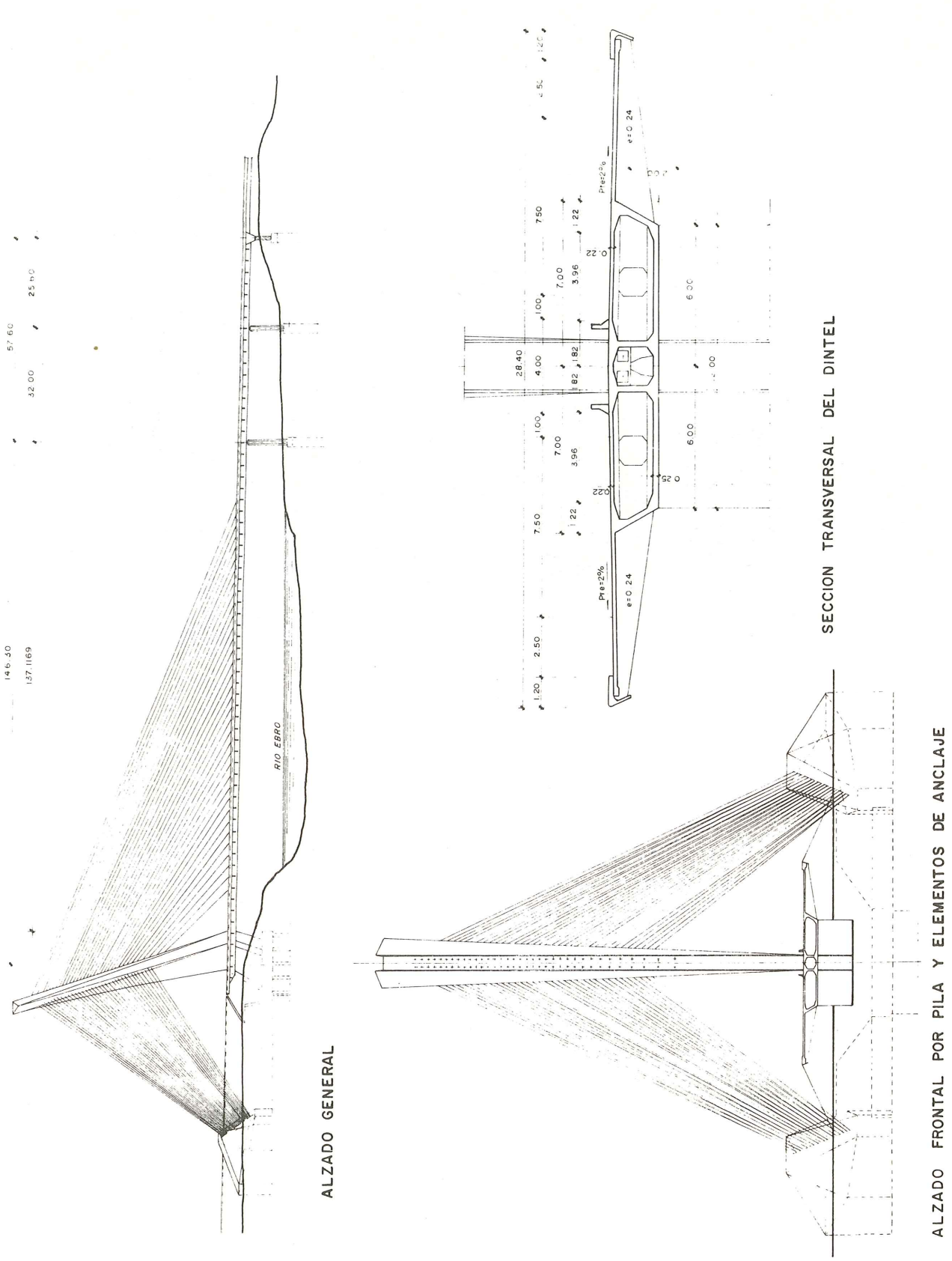


Fig. 1.— Planos generales del puente.

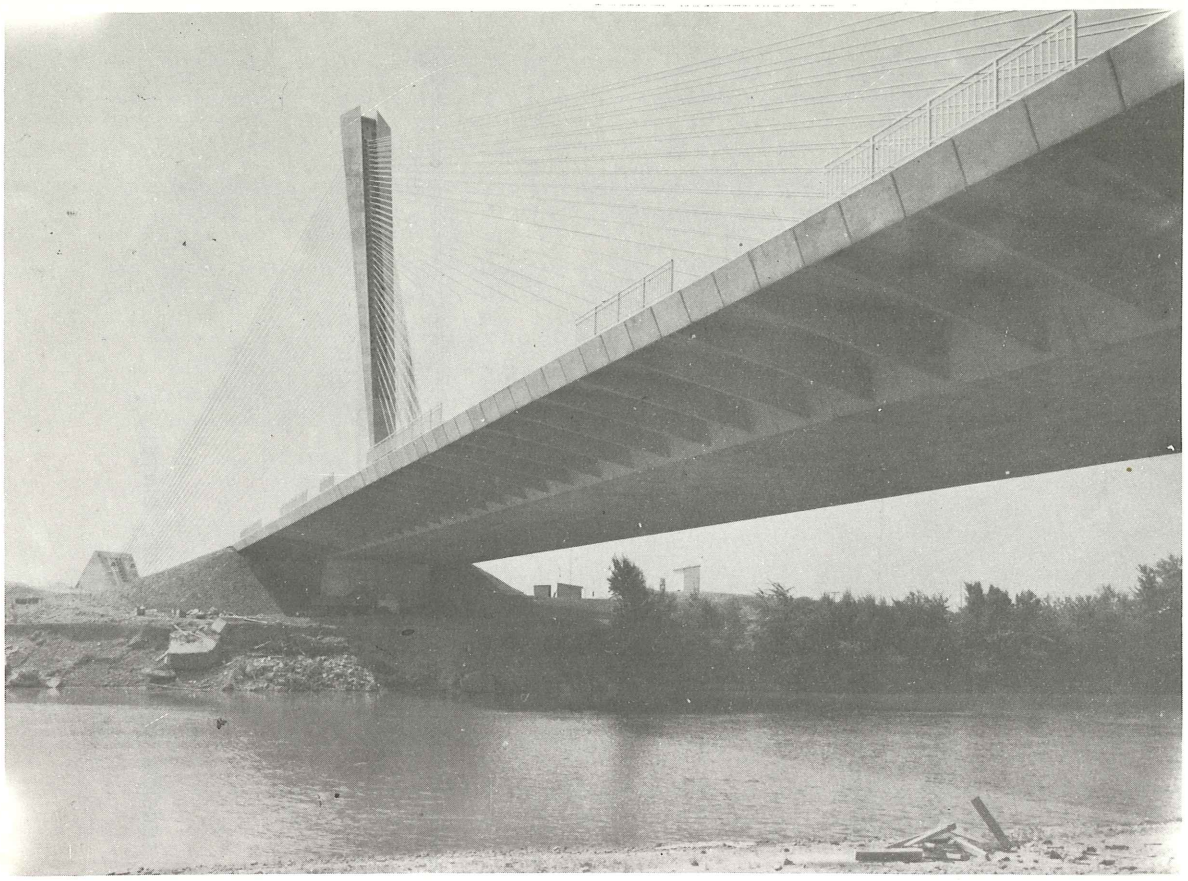


Fig. 2.— Vista general del puente.

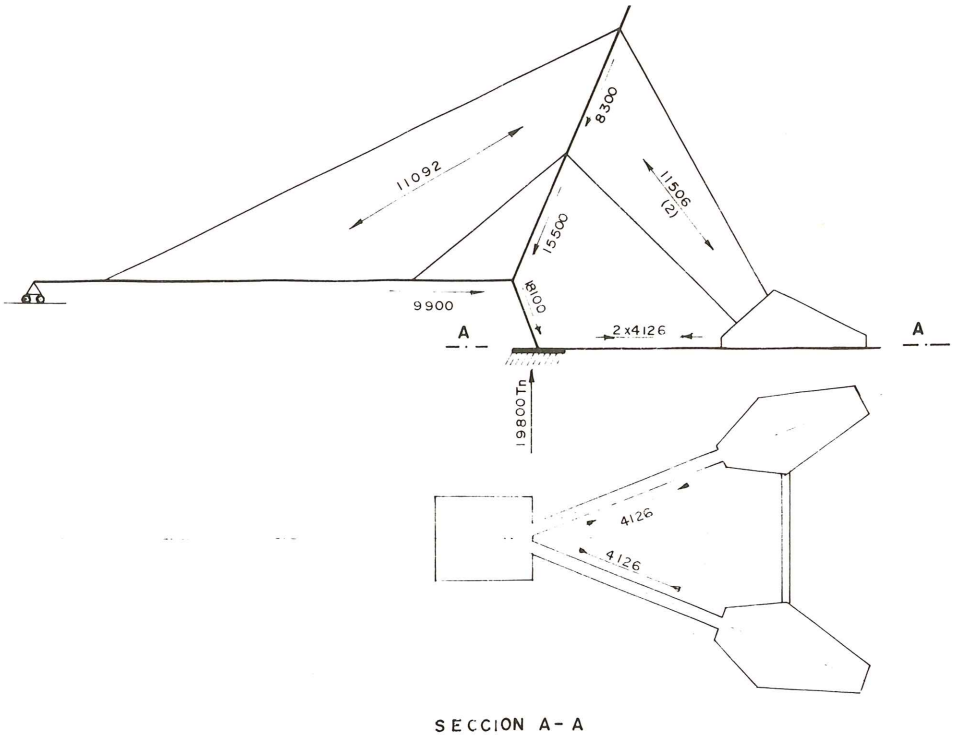


Fig. 3.— Esquema estructural.

la razón de hacer un puente atirantado se debió fundamentalmente a conseguir un canto mínimo para no tener que elevar la rasante de la autopista en el paso sobre el río, pues esto obligaba a un aumento considerable de los terraplenes de acceso.

La torre de atirantamiento se fijó sobre la margen estable del río; la forma del cauce en esta margen y la cota de rasante dejaba el vano principal atirantado sin compensación.

El contrarresto del atirantamiento del vano principal se consiguió mediante cables anclados a los contrapesos situados junto a los bordes de la autopista.

Falta por equilibrar entonces la fuerza horizontal que producen los cables en el dintel. Este equilibrio se ha realizado a la altura de cimientos mediante vigas que unen la cimentación de la torre con los contrapesos; la traslación de la fuerza horizontal del dintel a cimientos se consigue mediante la doble inclinación de la torre, de modo que la componente de la parte superior de esta, más la fuerza horizontal del dintel nos dan la inclinación de la parte inferior de la torre.

La elección de ambas inclinaciones radica entre otras cuestiones, en la estabilidad del conjunto en los estados de construcción.

En planta los contrapesos se situan a ambos lados de la calzada, lo que obliga a abrir las vigas de enlace y los cables, por lo que tenemos tres familias de cables: La que va al dintel en el plano de su eje, y las dos que van a los contrapesos.

Queda definido así el vano principal del puente que salva el río en aguas normales. Este se prolonga mediante dos vanos más para salvar el cauce principal del río en época de avenidas, terminándose esta zona del puente sobre la defensa artificial de la margen izquierda. El puente se prolonga mediante tramos de vigas de 21 m para salvar la zona inundable al otro lado de la defensa.

CIMENTACION - VIGAS DE ATADO Y CONTRAPESOS

La cimentación principal se realizó mediante pantallas a 40 m de profundidad recogidas mediante una zapata pretensada en las dos direcciones de la que parte la torre hacia arriba y las vigas de equilibrio a los contrapesos.

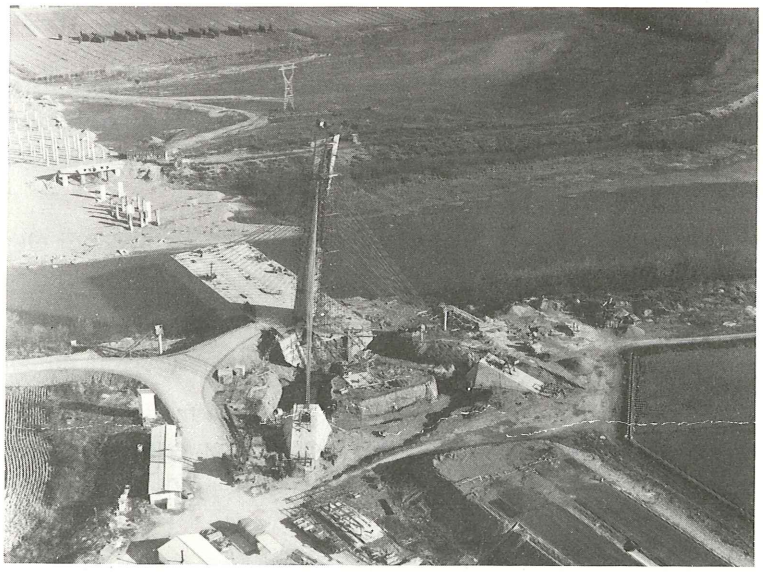


Fig. 4.— Vista aérea general durante construcción. Puede verse la disposición de los contrapesos y las vigas de enlace.

Estas vigas de 3 X 2 m de sección, se articularon en dos puntos, en previsión de los asientos calculados que podían llegar a 19 cm. Los asientos que se han producido en la obra han sido mucho menores de los previstos.

El problema fundamental de estas vigas radica en la traslación que deben sufrir los contrapesos por acortamiento de la viga, al aparecer en ella el esfuerzos axil que equilibra la resultante en la zapata. Esta traslación podía estar coaccionada por el rozamiento de los contrapesos con el terreno, con lo que la fuerza horizontal actuaría sobre las pantallas.

Para evitar este problema se dispuso en la viga al lado de la zapata una junta con cinco gatos planos de 900 T para poner la viga en carga y asegurar el equilibrio horizontal de cargas en la zapata.

A estos gatos se les dio carga en tres etapas durante el montaje de la estructura.

Los contrapesos están formados por unos bloques de hormigón donde se anclan los cables y se empotran las vigas de atado.

Los cables se anclan en una galería situada en la parte delantera del contrapeso, trasladándose la tracción de los cables a la parte inferior mediante cables de pretensado situados a los lados de la galería.

TORRE

La torre como ya se ha dicho tiene dos inclinaciones, con un quiebro a la altura del dintel. La sección trasnversal de la zona inferior tiene forma de doble flecha en que la parte delantera sirve para recoger la torsión del dintel y la trasera para recoger las tierras, ambas pantallas sirven para empotrar el dintel.

El alma de la doble flecha es la continuación de la parte superior de la torre.

Se hizo un estudio superificial de la zona donde se produce el quiebro en alzado mediante elementos finitos, introduciendo la carga del dintel tal y como se repartía a lo ancho de esta.

La zona superior de la torre parte de una sección rectangular situada en la mediana con 1,8 m de anchura que era la dimensión máxima que permite aquella. A partir de esta sección la torre se ensancha para permitir el anclaje de los cables, perdiendo canto en el otro sentido por disminución de esfuerzos.

En la torre se anclan las tres familias de cables: la que va al dintel, formada por dos planos paralelos de cables, y las que van a los contrapesos que salen oblícuos. Estos tiros oblicuos producen una tracción horizontal que se recoge mediante pretensado, pues no es posible cruzar los cables por falta de espacio.

Debido a la forma irregular de la sección se realizó un estudio por elementos finitos en tres alturas diferentes, introduciendo el efecto de los cables y el del pretensado.

La entubación de los cables se realizaba mediante tubos metálicos que llevaban soldada la placa de anclaje, por lo que la fijación de ambos elementos se hacía en conjunto.

La torre se construyó mediante encofrado trepador de madera, sujeto por una estructura metálica. Como todos los planos de la torre se mantienen constantes, lo único que era necesario hacer en cada tongada era recortar los paños de madera. Cada tongada era 2,50 m de altura.

El funcionamiento del encofrado, que era una de las cosas que más se temía de esta obra, no limitó en absoluto el ritmo de construcción de la torre.

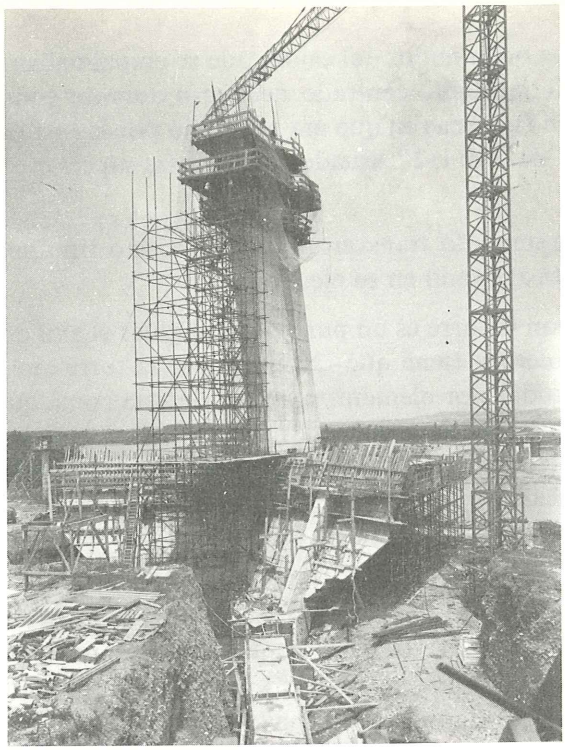


Fig. 5.— La torre durante construcción y una viga de enlace con la zapata. Puede verse la disposición de la junta de gatos planos.

Las entubaciones de los cables se colocaban cada dos tongadas, empalmándose los tubos mediante soldadura.

DINTEL

El tablero como ya hemos dicho está colgado en su eje y tiene anchura total de 28 m.

Se adoptó una sección en cajón tricelular de 12 m de ancho y 2 m de canto con voladizos laterales de 8 m. Para absorber la flexión en el voladizo se dispusieron diafragmas verticales que además rigidizan el cajón.

La razón de utilizar un cajón tricelular se debe fundamentalmente al sistema constructivo pues éste se resolvio mediante dovelas prefabricadas, dividiéndose el ancho total del tablero en dos mitades.

En la célula central del cajón se sitúan los anclajes de los cables, mediante un macizado triangular variable según la inclinación de los cables.

La junta longitudinal entre dovelas se realiza mediante hormigón in situ.

Las semidovelas prefabricadas, de 60 T de peso se unían mediante resina epoxi en todo el perímetro del cajón, empalmándose los voladizos mediante hormigón in situ.

El problema fundamental de la resina epoxi para este tipo de aplicaciones se encuentra en la fluencia por cortante, por lo cual se dimensionaron dientes en las almas para que sin necesidad de resina soportaran el cortante de carga permanente, utilizándose la colaboración de ésta únicamente en sobrecarga.

El pretensado longitudinal se realizó mediante cables rectos, utilizándose dos tipos de unidades:

Barras Diwidag en los ocho nudos del cajón, que se empalmaban en cada dovela, y producían un pretensado prácticamente centrado necesario durante construcción; Este pretensado se complementaba en las zonas en que era necesario por los esfuerzos de sobrecarga del dintel, con unidades CTT de 3 ϕ 1/2" situados en las losas superior e inferior, y se anclaban en los diafragmas.

Existe también un pretensado transversal de este mismo tipo en losa superior, pues el dintel transversalmente está apoyado en su eje.

La unión del dintel con la torre es un punto difícil, pues el axil del dintel está repartido en toda la anchura del tablero y tiene que recogerse por la torre que tiene 1,8 m de ancho. Para ésto se realizó un estudio por elementos finitos de esta zona, que nos permitio dimensionar el pretensado transversal necesario para recoger este efecto, y estudiar el reparto de cargas a lo largo de la sección de la torre, que posteriormente se utilizaría en el estudio de ésta del que ya hemos hablado.

CABLES

Los cables utilizados en este puente han sido cables cerrados de diámetros 60, 72, 80 y 88 mm del tipo OZZZ y OVZZ es decir un núcleo de alambres redondos, y tres capas de alambres en Z para producir la hermeticidad, o bien una capa de alambres en V y dos en Z. Han sido fabricados por la Sociedad Franco Española de cables de Bilbao.

Las dos capas exteriores están galvanizadas, y posteriormente se pintaron una vez terminada la obra.

El anclaje de los cables se realiza mediante mazarotas en las que se deslía el cable y se rellenan de una aleación de estaño.

Esta mazarota se rosca exteriormente a un anillo que se apoya en la plaza de anclaje sobre el hormigón.

El cable cerrado por su forma, tiene un módulo de elasticidad más bajo que el acero de los alambres, y sobre todo tiene un diagrama noval con un módulo más bajo todavía, hasta conseguir un primer acoplamiento de los alambres.

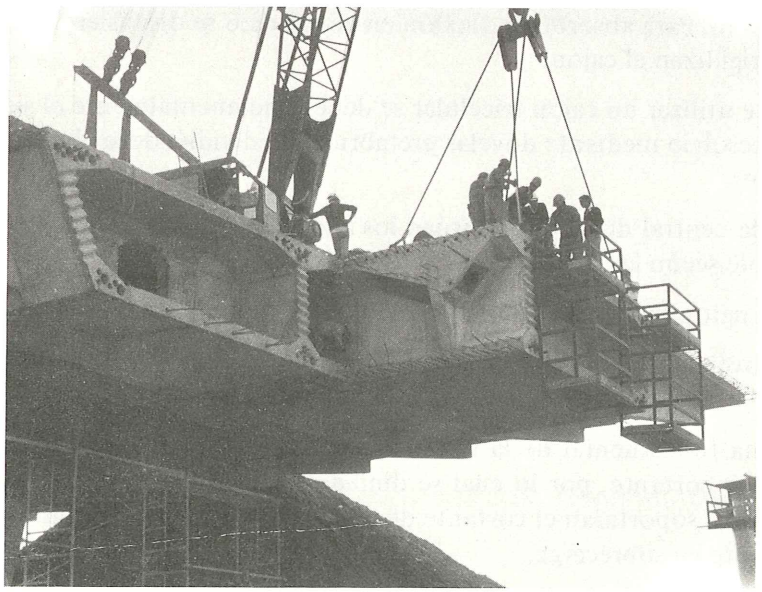


Fig. 6.— Colocación de una dovela. Puede verse el anclaje de los cables en el dintel, la triple célula del cajón y las barras Dywidag en los nudos del cajón.

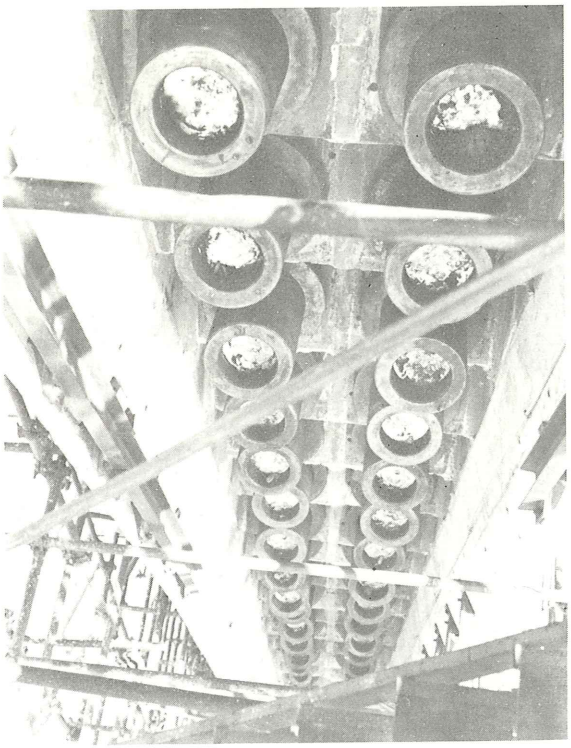


Fig. 7.— Los anclajes en la torre. Pueden verse las mazarotas roscadas y el anillo de apoyo sobre la placa.

Este problema, que en los puentes metálicos no tiene importancia siempre que se prevea correctamente, en nuestro caso producía unos esfuerzos durante proceso constructivo significativos, por lo que se decidió preestirar los cables a su carga máxima para conseguir así un módulo de elasticidad prácticamente constante en los cables. El preestirado no puede realizarse en factoría, pues si posteriormente se arrolla el cable con radios menores de aproximadamente 10 m, el efecto del preestirado se pierde. Por esto el preestirado se realizó in situ.

Se consiguió de esta forma un módulo de elasticidad de aproximadamente 1.600.000 kg/cm^2 variando según los diámetros. Este módulo se estudió mediante ensayos, reproduciendo las operaciones a realizar en obra.

Los cables se tesaban desde la torre los delanteros y desde el contrapeso los traseros, ya que el dintel de 2 m de canto no permitía alojar los gatos en el interior del cajón.

El montaje de los cables se realizaba mediante un cabrestante que estaba situado en una plataforma en la parte superior de la torre. El cable del cabrestante se pasaba por una polea sujeta con SPITS sobre la boca de salida del cable a montar y se ataba al cable, colocando en su bobina, bien detrás del contrapeso en el caso de los cables traseros o bien sobre el dintel en el caso de los delanteros.

Posteriormente se tiraba con el cabrestante hasta situar la mazarota en la boca de entrada en la torre.

En el caso de los cables delanteros se colocaba el anclaje del dintel sin tensión, y posteriormente se tiraba desde la torre con un gato alevin de CTT hasta colocar la rosca. Una vez colocada ésta se seguía tirando con el gato grande también de CTT.

En el caso de los cables traseros se metía el cable en el tubo de la torre, y empujándolo mediante el tiro del cabrestante se anclaba sin carga. Una vez anclado arriba se tiraba desde el contrapeso con el alevín, terminando el tesado con el gato grande.

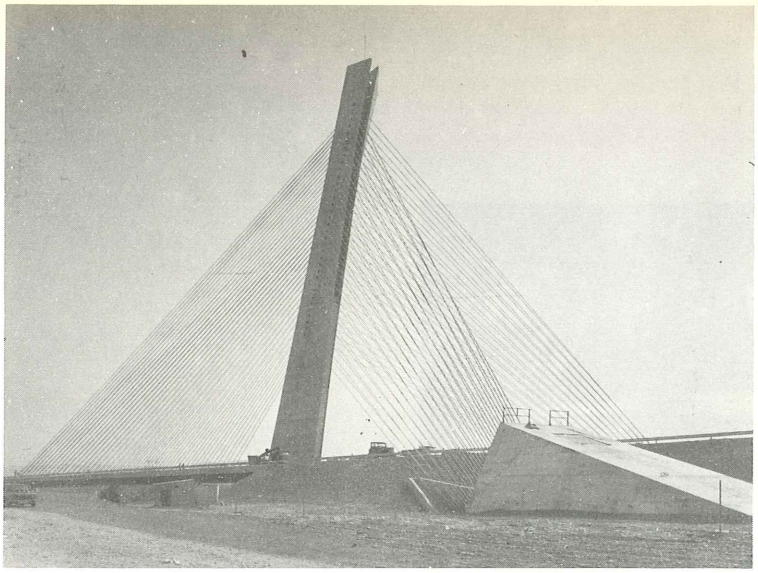


Fig. 8.— La torre, los contrapesos y las tres familias de cables.

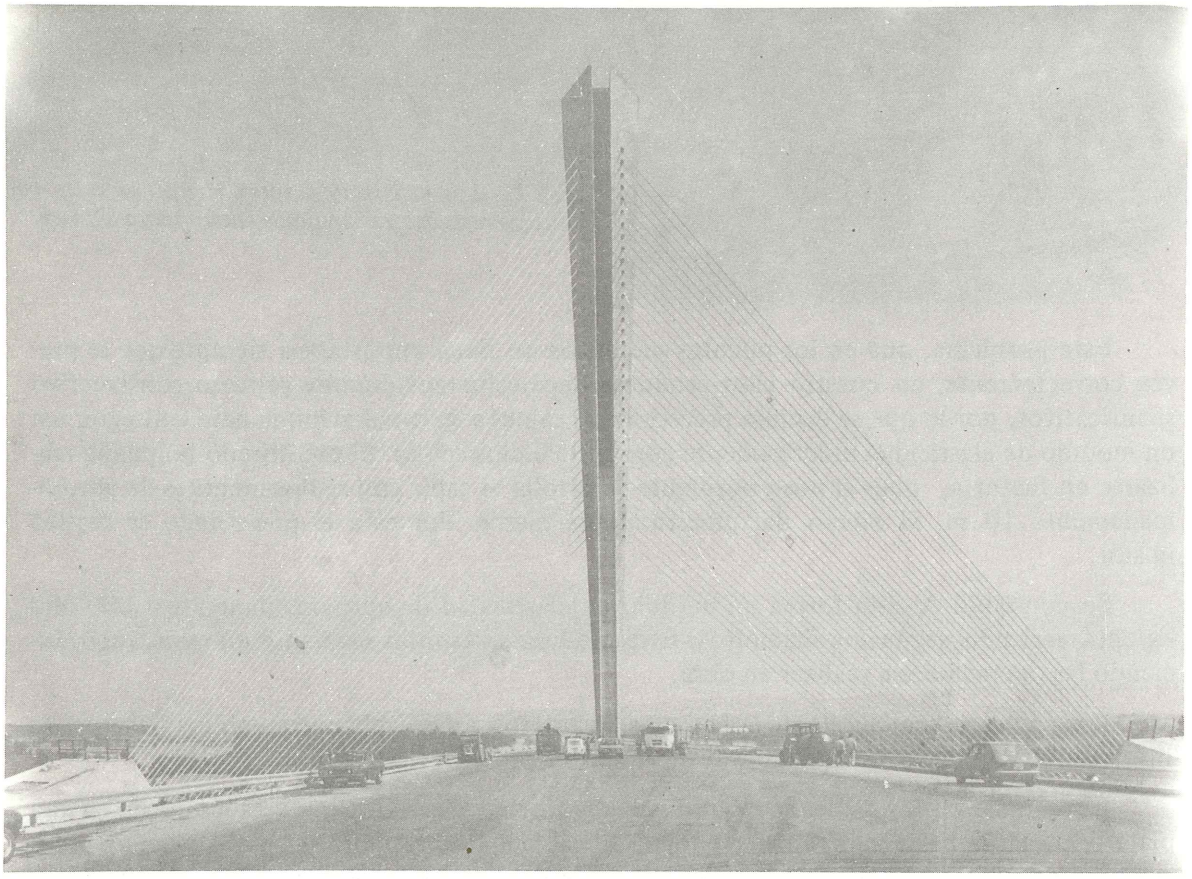


Fig. 9.— Vista posterior de la torre y los cables traseros.

El preestirado de los cables traseros se realizaba dando al gato la carga máxima prevista en cada cable manteniendo ésta durante un tiempo, y luego bajando a la carga de anclaje; esta carga producía esfuerzos adicionales en la torre pero los absorbía perfectamente.

Para preestirar los cables delanteros que como hemos visto van por parejas, primero se preestiraba uno, anclándolo a la carga correspondiente, lo que era perfectamente posible pues el máximo de total no llegaba al doble de la inicial.

Para preestirar el segundo se situaba la grúa de montaje de dovelas de 120 T de peso, en la punta del voladizo, con lo que los esfuerzos positivos producidos por el exceso de tiro en el cable quedaban compensados por ésta.

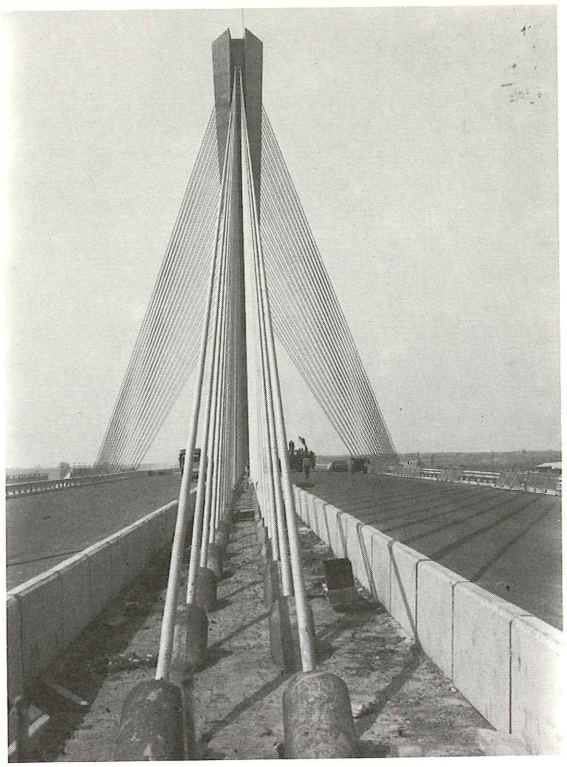


Fig. 10.– Vista de los cables desde el dintel.

CONSTRUCCION

Hemos dicho ya que el dintel se construía mediante dovelas prefabricadas unidas con resina epoxi. Estas dovelas se fabricaban en Sagunto en la factoría de Proyectos Especiales de Dragados y Construcciones. Desde allí se transportaban por ferrocarril a la estación del Carrascal, y desde este punto mediante camiones a obra.

La colocación se realizaba desde el dintel ya construído mediante grúa sobre neumáticos que tenía los gatos de apoyo para maniobra sobre las almas del cajón.

Esto permitía llevar solamente dos dovelas que equivale a 6,40 m en voladizo libre sin atirantamiento, pues el peso en punta de la grúa más la semidovela era de 180 T.

Cada día se colocaban dos semidovelas, lo que obligaba a montar dos cables delanteros y dos traseros y hormigonar la junta longitudinal entre dovelas en la misma jornada.

La construcción en voladizo se realizó hasta tres dovelas antes del apoyo extremo; en ese punto se realizó un apoyo provisional sobre gatos, para terminar el voladizo hasta el apoyo definitivo.

Mediante este apoyo sobre gatos pudo controlarse perfectamente la reacción inicial que quedó en el apoyo extremo, que unido a un control de las fuerzas en los cables nos permitió conocer perfectamente el estado final del puente.

El control de las fuerzas en los cables se realizó durante toda la obra midiendo el período de vibración del cable, lo cual puede realizarse manualmente. Este sistema es muy exacto, ya que el número de ciclos variaba entre 40 y 120 por minuto, lo que daba un error máximo de medio ciclo como se pudo comprobar en varias ocasiones.

Para obtener la fuerza real en el cable se aplicaba la fórmula para cable sin rigidez y cable con rigidez dando poca variación entre ambas, por lo que este método es mucho más preciso y mucho más sencillo que el manómetro del gato.

Edificio, en la Castellana, para el Banco de Madrid.

Antonio Gallego Lorenzo
Ing. de Caminos Canales y Puertos

El objeto de la presente conferencia es dar a Vds. una resumida explicación sobre los condicionantes tanto arquitectónicos como estructurales que, definitivamente resueltos, han dado lugar a la ejecución de un "Edificio para Inmobiliaria Las Flores, S.A." sito en el Paseo de la Castellana de Madrid y cuya realización actualmente en fase de terminación, tuvo lugar durante 1977. El diseño arquitectónico fué ejecutado por el Dr. Arquitecto e Ingeniero D. José Mª Boch Aymerich quién también participó en las soluciones estructurales llevadas a cabo en proyecto por el Consulting Master, S.A. con quién tuvo el honor de colaborar en lo que le era específico Rubiera Preflex, S.A.

A) ARQUITECTURA

1) Solar

El solar en el que se proyectó este edificio es propiedad de Inmobiliaria Las Flores, S. A. Se encuentra situado en el nº 61 del Paseo de la Castellana de Madrid, ocupando totalmente la manzana limitada por las calles García de Paredes, Miguel Angel y Paseo de la Castellana, con la creación de una calle nueva en la fachada a la actual intersección de las calles Miguel Angel y lateral del Paseo de la Castellana. La superficie total del solar era de 2.483 m^2.

2) Condiciones urbanísticas

El proyecto desarrollado cumplía plenamente con las condiciones de uso, alineaciones y edificabilidad determinadas en acuerdo de la Comisión de planeamiento y Coordinación del Area Metropolitana de Madrid en sesión celebrada el día 28 de Marzo de 1973 y en acuerdo de la Gerencia Municipal de Urbanismo del 24 de Octubre de 1973, siendo de aplicación la Ordenanza nº 2 Grado 1º.

3) Edificación Proyectada

El proyecto redactado se ajustó a las características del solar, modificando las cuatro esquinas del volumen arquitectónico total por medio de chaflanes de magnitud decreciente en cada nivel, creando con ello un volumen arquitectónico que situado totalmente dentro de las alineaciones oficiales, favorecen en sus cuatro esquinas las condiciones de visualidad, soleamiento, estética y plástica, de las calles inmediatas y por ello el entorno urbanístico y por lo mismo la ciudad.

El edificio proyectado se compone de los ocho niveles autorizados por la Ordenanza n° 2, Grado 1°, siendo la altura sobre rasante de 24,50 m. Bajo rasante se encuentran situados cuatro sótanos para uso exclusivo de aparcamientos siendo la cota del nivel inferior la –9,95 m.

Las plantas bajo rasante se han desarrollado con una solución de medios niveles entre si para economizar superficies de rampa, hacer más fluido el tráfico entre ellas y aprovechar mejor los desniveles naturales existentes en el terreno.

Con el mismo criterio de relaciones por medios niveles se han desarrollado las dos primeras plantas sobre rasante. Así se han realizado en el sector norte del solar, un semisótano a cota –1,15 m. que asciende a la cota + 0,00 m. en el sector sur, transformándose en Planta Baja totalmente diáfana destinada al acceso y circulaciones de vehículos a los aparcamientos con entradas y salidas a las calles García de Paredes y Miguel Angel.

El nivel siguiente del edificio también se encuentra dividido en dos sectores. En la zona norte del solar una planta baja a la cota + 1,85 m. conteniendo los distintos accesos del público al edificio y en la zona sur, calle García de Paredes, la planta baja sube a la cota + 3,05 m. formando prácticamente una entreplanta sobre la zona diáfana inferior destinada al tráfico de vehículos antes señalado.

Sobre la Planta Baja descrita se encuentran emplazadas seis plantas para uso de oficinas quedando la cara inferior del último forjado a la cota + 24,50 m. sobre la rasante.

Las plantas subterráneas van conformadas por las rampas de desnivel alrededor del núcleo central, en el que quedan incluidos los correspondientes servicios sanitarios, escaleras y transporte vertical con paradas en todas las plantas.

Las plantas altas van también configuradas alrrededor del núcleo central, donde asimismo también se ubican todos los servicios y se destinarán a oficinas de otras entidades con sus distribuciones de despachos, salas de espera, secretaría, etc.

4) Fachada y aspecto exterior

El conjunto volumétrico del edificio quedará configurado por las seis plantas altas de forma poligonal con fachadas de cerramiento de aluminio anonizado y cristal reflectante. Este conjunto flotará sobre la planta baja también con aluminio anonizado y cristal con perímetro remetido respecto a las plantas altas.

El semisótano tendrá por la fachada de la Castellana un paño vidriado remetido respecto a la planta baja, el cual dará a un jardín, teniendo luz y vista indirecta a La Castellana. La escalera de emergencia estará al costado interior del cerramiento de la fachada a la calle García de Paredes.

B) ESTRUCTURA

1) Descripción

En su parte subterránea, la estructura tiene una concepción tradicional con sus pilares metálicos y núcleo central de muros de hormigón y muros pantalla exteriores de hormigón

Las características de las vigas fueron las siguientes:

Viga nº	Long. (m)	Long. del vuelo	Carga total de tirantes (T)	Momento flector (mT)	Canto máximo (m)	Peso de la viga (T)	Tracción máxima en apoyo de trac. (T)
1	21,70	9,80	350	2.081	1,70	36	141
2	16,60	9,80	320	1.958	1,70	29	275
3	13,60	6,90	158	784	1,35	18	99
4	14,20	6,80	144	721	1,35	19	78
5	11,40	7,60	194	1.214	1,56	14	311
6	16,60	8,40	135	836	1,56	19	80
7	18,10	9,80	325	2.106	1,70	31	234
8	17,80	9,80	325	2.106	1,70	30	244

con placas formadas por losas apoyadas en los pilares, muros y núcleo central y con armaduras birreticulares. Desde la planta baja y para la edificación en altura se adopta la misma solución de pilares y losas con la diferencia de que desde la planta 1ª, aparece una superficie volada que en los chaflanes de esquina va aumentando progresivamente hasta la planta 6ª. Parte de esta superficie volada de las esquinas va soportada por un sistema de tirantes colgados a unas vigas portantes apoyadas en planta de cubierta. Estos tirantes van ubicados en la parte interna de los chaflantes apareciendo como pequeños pilares en algunas salas que ocupan la superficie de las esquinas de las plantas.

Las losas se apoyan sobre los pilares sin elementos de conexión de forma que se comportan como placas continuas sobre apoyos aislados y los pilares como bielas sometidas únicamente a cargas axiles centradas.

Los principales materiales empleados fueron Acero A–42b para los pilares normales y hormigón H–200, dosificado con P–350, para las losas que a su vez fueron armadas con acero AE–50F de límite elástico 5.000 kg/cm². En las grandes vigas de cubierta que soportaban las losas de los vuelos así como en los tirantes se empleó A–52d y hormigón H–400 para las partes de vigas precomprimidas.

Las cargas totales consideradas en las plantas ubicadas sobre la cota 0,00 m. fueron de 1.200 kg/m² en cubierta y de 1.100 kg/m² en las plantas de pisos.

2) Elección de las vigas Rubiera Preflex para la cubierta

Las vigas necesarias para la cubierta deberían ser unos elementos de gran inercia para conseguir flechas lo más reducidas posibles, que dieran soluciones en un canto no excesivamente grande para no sobresalir del antepecho de cubierta, que resolvieran con toda seguridad y solvencia el problema de los vuelos de esquina totalmente colgados y que no siendo excesivamente pesadas pudieran encajar en la filosofía conceptual del edificio, es decir, que no crearan nuevas unidades de obra. A todos estos condicionantes, en principio, dió respuesta la solución en vigas Preflex que luego se llevó a la realidad.

Estas grandes vigas maestras se apoyaron en la alineación de pilares de fachada, concretamente en el primer y segundo pilares inmediatos al tramo volado, excepto en un caso en que el apoyo de tracción lo tienen en el tercer pilar a partir del vuelo, ya que el segundo pilar daba poco brazo para compensar la carga de los tirantes, manteniendo los tirantes la alineación de los pilares.

El tipo de vigas previsto para el soporte de estos voladizos es el de la viga preflectada conocida comercialmente con el nombre de vigas Rubiera Preflex. La circunstancia de que no podemos admitir en las losas de voladizo el pasar de una determinada flecha, nos obliga a

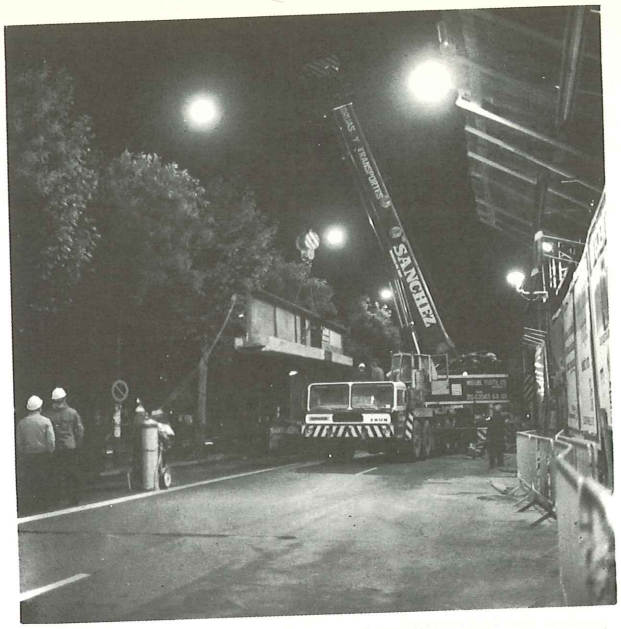


Fig. 1. Actuación nocturna de las grúas.



Fig. 2. Dispositivo para subir las vigas PREFLEX.

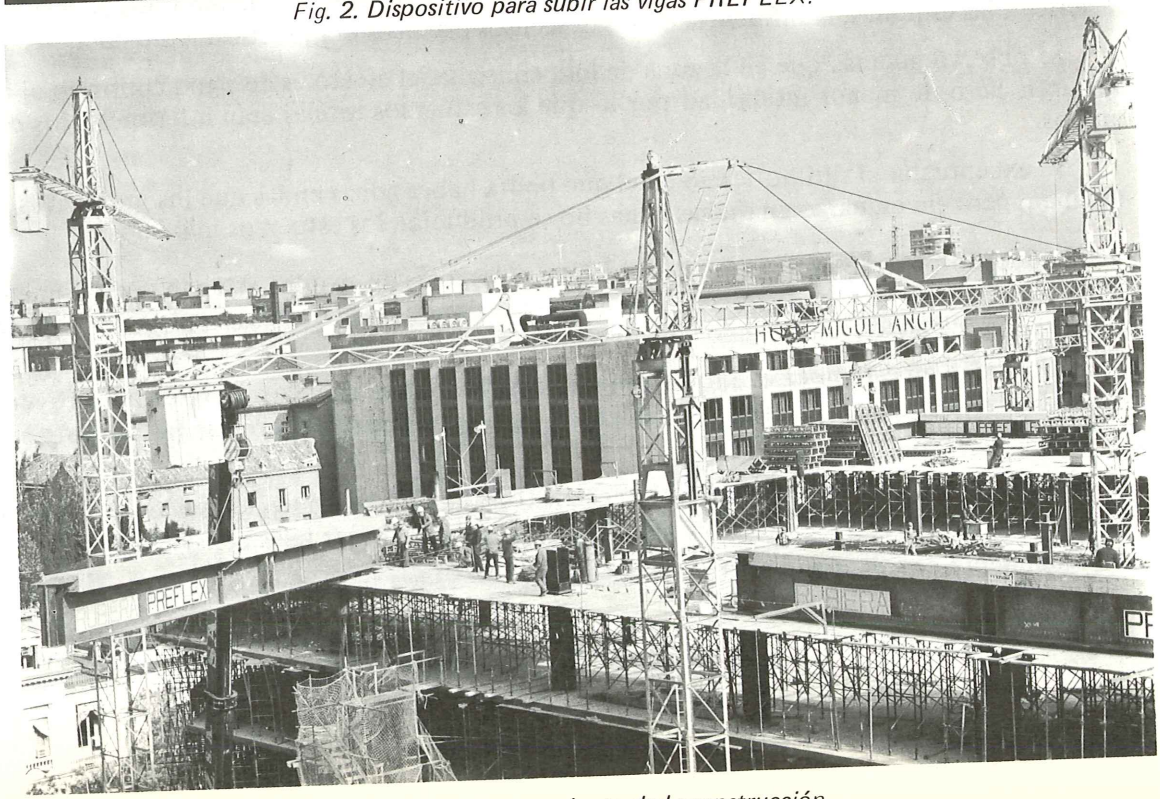


Fig. 3. Aspecto en conjunto de l aconstrucción.

disponer en cubierta de un elemento que trabajando a flexión no supere, al entrar en carga la flecha prevista. Se ha preferido por razones de economía, en lugar de recurrir a una viga de grandes dimensiones metálica convencional, el empleo de un tipo de viga de más reducidas dimensiones que se flecta previamente en taller, macizando mientras está flectada, una cabeza de hormigón en el ala traccionada, a fin de que, al retirar la preflexión, la compresión del hormigón le impida que recobre su posición inicial, lo que triplica la rigidez de la viga, incluyendo el hormigón hecho en obra y reduciendo a la tercera parte la flecha debida a las sobrecargas, que es lo que se pretendía.

3) Descripción de las vigas empleadas.

El tipo de viga es armada en forma de doble T con distintos cantos, entre 1,35 m. y 1,70 m. según el chaflán que fuere. El acero empleado en su manufactura es de calidad estructural A–52d y las alas están formadas por superposición de dos o tres platabandas hasta conseguir la inercia necesaria dentro de los cantos indicados. Las alas van provistas de conectadores para asegurar la adherencia hormigón-acero. La rigidización del alma se obtiene por su hormigonado en sus dos caras, con un espesor de hormigón variable según el caso.

El ala inferior de las vigas va embebida en la losa de la planta de cubierta, obteniendo así colaboración de la losa al absorber los esfuerzos de compresión del ala inferior.

4) Cálculo de vigas y losas de cubierta

Las vigas se calcularon biapoyadas pero teniendo en cuenta la igualdad de flechas en punta para las vigas que coincidirían en sus extremos de voladizo en las distintas esquinas del edificio.

En el cálculo de la losa de cubierta los momentos máximos se determinaron por el método de las líneas de rotura para los dos módulos tipo existentes, es decir, triangular y cuadrangular con diferentes condiciones de apoyo. En las esquinas y hasta la planta primera existía el efecto suplementario de las deformaciones de las vigas de cubierta que los tirantes de ellas suspendidos debían seguir.

Empleándose el método de superposición de efectos y determinándose los esfuerzos debidos a estos descensos de apoyo en fase elástica se estaba del lado de la seguridad y se simplificaba notablemente el problema.

Por otro lado, se comprobó por ordenador que a partir de la fila de módulos de losa adyacentes a las esquinas, la influencia de los descensos elásticos era prácticamente nula.

Se observó además que en la zona de losa contigua, el efecto es de signo contrario al de las cargas pero de menor intensidad por lo que los esfuerzos totales eran inferiores a los obtenidos.

Se exceptuaba el último tercio en el que podía haber zonas en las que los momentos se sumaban, pero sin embargo en dichas zonas no se producían los esfuerzos máximos.

Se adoptó otra simplificación al suponer que las losas de esquina estaban perfectamente empotradas, por acción de la continuidad, en la primera línea de pilares que constituía la base mayor del trapecio o triángulo correspondiente a la esquina.

En realidad en esta línea el empotramiento era elástico ya que existía un cierto giro en el sentido del descenso de tirantes por lo que el momento que se obtuvo fué ligeramente superior al real.

Asimismo se tuvo en cuenta la interacción torsional losas-vigas pués evidentemente la diferencia de inercias y los apoyos en ala inferior obligaban a hacer tales consideraciones.

Igualmente se calcularon los tirantes, de acero A–52d, a tracción pura con secciones en

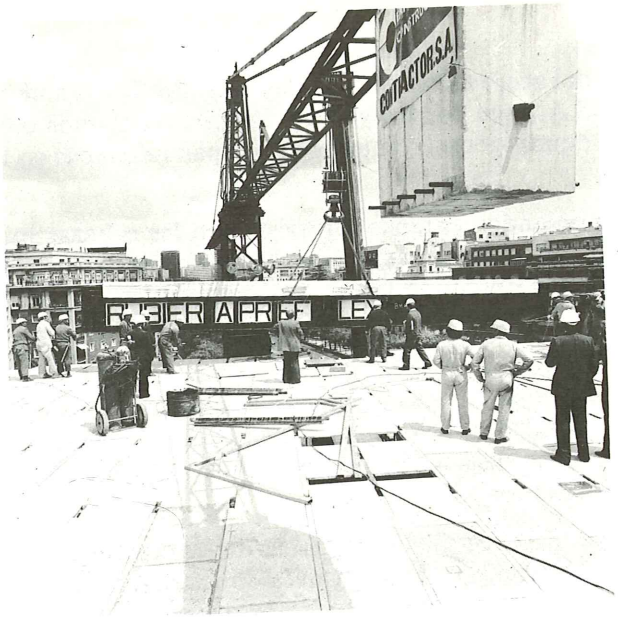


Fig. 4. Ubicación de una de las vigas en cubierta.



Fig. 5. Viga en su posición definitiva.

cajón, comprobándose cada punto de apoyo de las losas de las diferentes plantas en ellos a la acción del punzonamiento.

Se tuvo muy en cuenta la evolución de las flechas, en todos los pisos, correspondientes a las cargas fijas (período constructivo) y a las cargas variables (período de servicio). De este modo, el constructor pudo conocer con exactitud los márgenes de movimientos de los cerramientos en fachada entre pisos.

Las flechas debidas a cargas fijas oscilaron entre 8 y 22 mm. y se compensaron con las contraflechas de construcción. Las flechas dinámicas o de servicio oscilarán entre 3 y 7 mm.

Los anclajes de las vigas en los pilares extremos se han resuelto también a base de chapas de solape soldadas a los rigidizadores del apoyo de las vigas.

5) Tirantes

Los tirantes son de la misma calidad del acero estructural de las vigas Preflex. También se han suministrado por Rubiera Preflex, S.A., que construyó cada tirante en tramos cuya longitud es la altura entre plantas. Estos tramos se unieron en obra solapando chapas en las cuatro caras de cada cabecero.

La unión tirante-vigas se resolvió disponiendo ventanas reforzadas en las cabezas inferiores de las vigas y rigidizadores de espera, a los que se soldaban dos caras paralelas de los tirantes que se prolongaban en el cabecero de unión con longitud suficiente para absorber las tracciones correspondientes.

La entrega de los tirantes a la viga se obtuvo cortando el ala inferior en los puntos de entrega, soldándose las pletinas del tirante al alma de la viga y dando continuidad posteriormente al ala inferior mediante platabandas soldadas. Por supuesto, antes de hormigonar la losa de cubierta hubo que soldar los tirantes a las vigas, y las placas de apoyo de cada forjado con el tirante se hormigonaron con cada losa del forjado.

El apoyo de las losas en los tirantes se hizo por medio de placas de espera acartabonadas y soldadas a los tirantes. Los tirantes se pasaron libres a través de las losas y una vez pasados y soldados entre sí los tramos de los tirantes ya soldados a la viga soporte, su sujeción se hizo en el momento en que se soldaron las cartelas entre tirantes y losas de forjado.

Las uniones losas-tirantes se hicieron en sentido descendente y previamente al desapuntalado de cada planta, o sea, las plantas se comenzaron a desapuntalar de arriba a abajo y antes de desapuntalar cada planta se soldó la placa de forjado al tirante dejando todos los demás libres; desapuntalada esta planta se repitió la operación en la inmediata inferior y así sucesivamente hasta la soldadura del tirante-placa de forjado de la planta segunda y posterior desapuntalado.

Al hormigonar cada planta hubo que poner especial cuidado en que el agujero de la placa de apoyo, y agujero del forjado, quedase perfectamente centrado en la vertical del tirante, ya que el tirante, una vez en carga debía trabajar en completa verticalidad.

Los tirantes se pasaron por tramos por los agujeros del forjado y se soldaron entre sí. Esta soldadura, dada su responsabilidad, se hizo "a tope", previa preparación de bordes, posterior biselado y forrado con pletinas soldadas en ángulo.

Este tipo de solución nos obligó a utilizar un sistema normal de construcción y apuntalamiento hasta llegar a la colocación de las vigas Preflex de cubierta y posterior hormigonado de dicha planta, a excepción de que debió mantenerse el apuntalamiento total de los voladizos de esquina en todas sus plantas.

El avance del proceso de desapuntalado por el orden establecido fué de la máxima importancia pués de proceder de otro modo se corría el peligro de que los voladizos inferiores acumularan las flechas producidas por todas las losas superiores.

6) Montaje de vigas Preflex

Respecto al montaje podemos decir que las dificultades mayores estaban originadas por el gran radio de giro, peligro de golpes, gran altura, peso y capacidad de carga exigida a las grúas, existencia de árboles, y por la necesidad de colocación por la noche para no interrumpir la circulación rodada, de una calle tan importante como es La Castellana de Madrid.

El nivel de cubierta oscilaba entre los 26 m. y los 36 m. sobre la calzada dependiendo de la fachada de acceso no pudiendo además, aproximarse las grúas a fachadas por la presencia de árboles.

Por otra parte, el más ligero golpe que dieran las grúas o las vigas a las cimbras que soportaban las losas en voladizo ya hormigonadas, podía producir una catástrofe. En trabajo

conjunto, la empresa constructora y Rubiera Preflex ajustaron un programa de montaje que evitara improvisaciones. Se utilizaron dos grúas automóviles hidráulicas de pluma telescópica, una Demag HC–320 de 110 Tm. y otra un poco más pequeña de 70 Tm, que en algún caso tuvieron que trabajar al unísono con movimientos acordes para subir la misma viga entre ambas, cosa que sucedió con tres de las vigas.

Hay que tener en cuenta que cada viga debía ser volteada para pasar de la posición de transporte, con la zapata hormigonada y precomprimida en la parte inferior, a la posición de obra con la zapata en la parte superior pués en servicio en las vigas dominaban, como es evidente, los momentos negativos. Además no se podrían desestrobar las vigas hasta soldar provisionalmente los apoyos de tracción de las mismas, por ser el peso propio de las vigas insuficiente para compensar el efecto de vuelco. Las operaciones se realizaron desde la mañana del día 1 de la operación, sin ningún inconveniente fuera de los previstos, hasta la noche del día 2 de operación.

Agradecemos en nombre de Rubiera Preflex, S.A. toda la colaboración que para la realización de esta obra hemos recibido de todos, de

Arquitecto: D. José Mª Boch Aymerich
Aparejador: D. Máximo García Boyero
Promotora: Inmobiliaria Las Flores, S.A.
Constructora: Contractor, S.A.
Consulting: Master, S.A.
Empresa de Montajes: Grúas Sánchez, S.A.
Laboratorio Control de Calidad: I.T.C.

Montajes de Apoyos en Obras de Hormigón Pre y Postensados.

Por: Jupp Grote Ing. Dipl. y Enrique Vivó Arq. Téc.

1. Proyecto. Calidad. Montaje. Factores a considerar

Los apoyos son elementos que, a pesar de representar solamente un 1 por 100, o menos, del valor total de un puente, pueden dar lugar a gastos considerablemente mayores en los costos de reparación, conservación y mantenimiento del mismo.

Una encuesta aparecida recientemente en la revista Route et Trafic, revela que en un país como Suiza, un 35 por 100 de los gastos de reparación y mantenimiento de su red de Carreteras, son debidos a fallos en los elementos mecánicos de los puentes, de los cuales forman parte los apoyos.

Este porcentaje, evidentemente, no puede considerarse como despreciable ni mucho menos.

La causa de estos fallos en los apoyos se halla fundamentalmente en tres motivos:

a) Un mal dimensionado del apoyo, o la elección de un tipo de apoyo inadecuado para la función que debe desempeñar.

b) La mala calidad del apoyo.

c) Un montaje defectuoso del apoyo.

La manera de tratar de evitar estos fallos es:

a) Poseer una correcta información y asesoramiento por parte de los especialistas en el tema.

b) Que se efectúe un riguroso control de la calidad de los apoyos, a base de ensayos que reflejen su forma de trabajo real y las variaciones a las que se vean sometidos a lo largo de la vida del puente. Estableciéndose una normativa oficial sobre el tema.

c) Es el tema que vamos a desarrollar seguidamente con mayor amplitud.

2. Asiento de los Apoyos

Es conveniente disponer una base de mortero para el correcto asiento de los apoyos, la cual debe ser sensiblemente horizontal y a nivel con respecto al resto de apoyos del puente.

Antes de la colocación del apoyo sobre dicha base debe comprobarse que haya transcu-

rrido el tiempo necesario para adquirir la resistencia necesaria para poder entrar en carga.

Que esté limpia y seca. Especialmente de aceite y grasas, puesto que entonces el apoyo se convertiría en un apoyo deslizante. (Fig. 1).

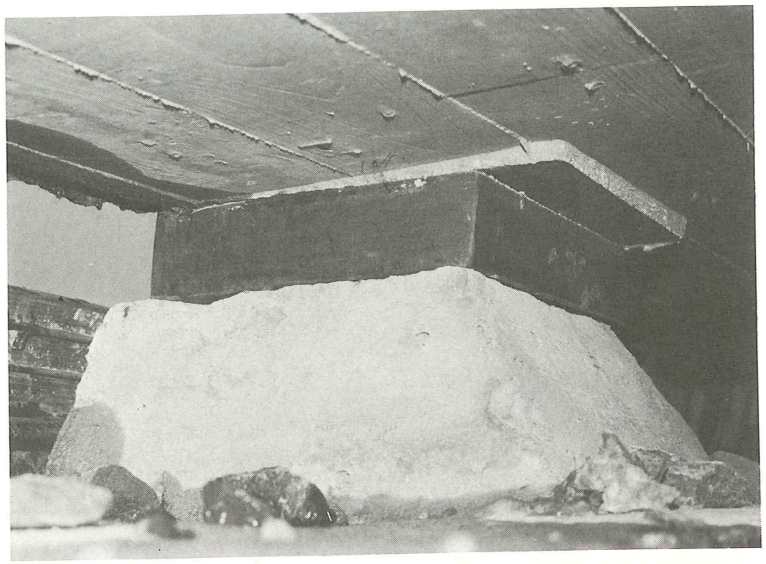


Fig. 1. El tablero ha deslizado sobre el apoyo al estar recubierto de aceite desencofrante.

La superficie de asiento de los apoyos adquiere gran importancia cuando trabajamos con apoyos sin armar, ya que entonces la superficie de asiento pasa a tomar de manera forzada la función que tienen las chapas de acero en los apoyos armados, absorbiendo las fuerzas de tracción horizontales que produce la dilatación transversal del material elastomérico.

Por ello es conveniente que los apoyos sean siempre más pequeños que las superficies sobre las que descansan, ya que en caso contrario se produciría la rotura de las aristas de la estructura portante, bajo el efecto de esta fuerza horizontal.

En aquellos casos en los que se prevea que dicha fuerza va a tener cierta importancia, es conveniente disponer una armadura, en la zona de asiento del apoyo, para su absorción.

Para el cálculo de dicha fuerza horizontal puede utilizarse la siguiente expresión:

$$Z = 1{,}5\ \delta m.\ t,$$

en donde:

Z = fuerza de tracción horizontal en Kg/cm.
δm = presión de trabajo del apoyo en Kg/cm^2
t = espesor del apoyo en cm.

3. El Coeficiente de Seguridad Geométrico

El hecho de que en el montaje de los grupos se producen casi siempre errores de precisión hace conveniente la introducción de un Coeficiente de Seguridad Geométrico a la hora de dimensionar un apoyo, así como los elementos de su entorno.

Este coeficiente consiste simplemente en un suplemento que debe añadirse a las dimensiones del apoyo, así como a los desplazamientos previstos para el mismo y a la distancia a la que se hallan los demás elementos estructurales respecto al apoyo.

Este suplemento debe aplicarse en las tres dimensiones que afectan al apoyo, y en su consideración cabe destacar como especialmente importantes los siguientes casos:

a) Cuando se montan apoyos deslizantes o de rodillos la orientación geométrica de todos los ejes exigen trabajo muy cuidadoso, y a menudo existen imprecisiones, que si no están cubiertas por el coeficiente de seguridad geométrico pueden dar lugar a fallos de graves consecuencias. (Figs. 2 y 3).

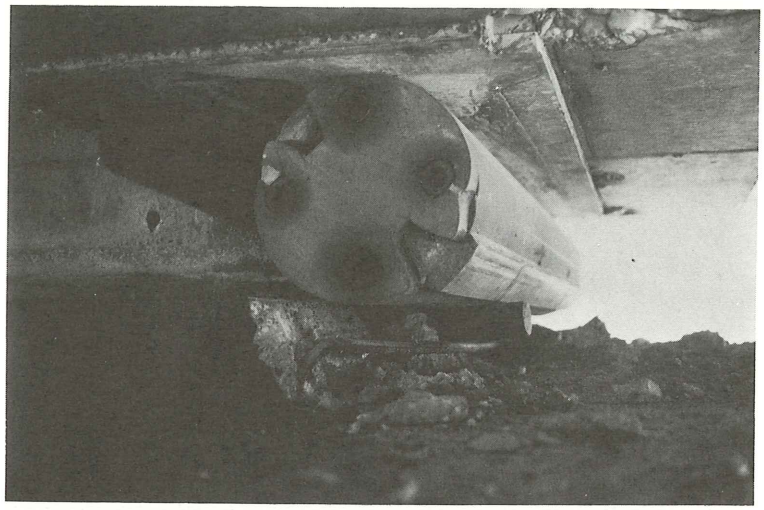


Fig. 2. Rodillos desplazados fuera de su placa de rodamiento debido a producirse simultáneamente una dilatación máxima y asentamiento del terreno. Se hubiese podido evitar si se hubiese aplicado el Coeficiente de Seguridad Geométrico en las dimensiones de la placa de rodamiento.

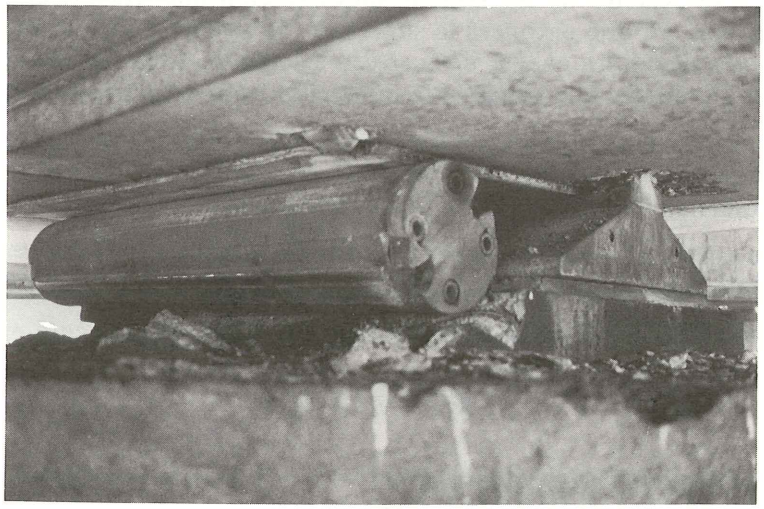


Fig. 3. Rodillos desplazados fuera de su placa de rodamiento debido a producirse simultáneamente una dilatación máxima y asentamiento del terreno. Se hubiese podido evitar si se hubiese aplicado el Coeficiente de Seguridad Geométrico en las dimensiones de la placa de rodamiento.

b) En el montaje de apoyos unidireccionales, pequeños errores de dirección producen solicitaciones suplementarias de considerable importancia. (Fig. 4).

En casos concretos en los que se ha estudiado la magnitud de estas solicitaciones, se ha podido comprobar que errores de 1 grado, producían unas solicitaciones suplementarias de 125 Toneladas.

Y es evidente que durante el montaje de los apoyos la precisión de 1 grado es imposible de obtener.

c) La infraestructura, especialmente el terreno, sufre deformaciones, que a menudo son

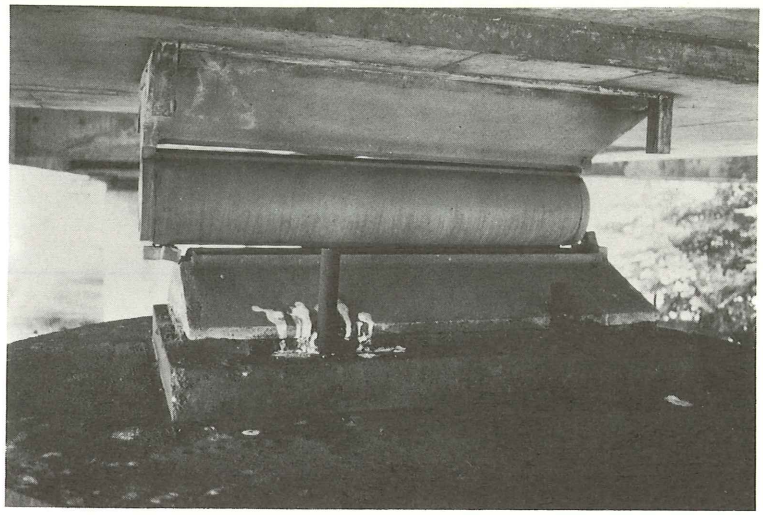


Fig. 4. Desplazamiento lateral de un rodillo debido a un error de dirección en su montaje. El tope que se había previsto no ha sido capaz de resistir la fuerza suplementaria producida.

mayores que las de la propia estructura, y que es necesario tener en cuenta para poder fijar el correspondiente Coeficiente de Seguridad Geométrico.

d) Cuando se emplean apoyos que, por la pequeña dilatación y rotación que deben absorber, el cálculo nos da valores de espesores muy pequeños, se debe tener en cuenta que las irregularidades de las piezas de hormigón e incluso las mismas tolerancias de fabricación, son mayores que el espesor requerido para el apoyo.

   Por consiguiente en estos casos es necesario aumentar el espesor teórico del apoyo en función del Coeficiente de Seguridad Geométrico.

4. Montaje de elementos prefabricados sobre Apoyos

Cuando se montan elementos prefabricados sobre apoyos, existen cuatro superficies que teóricamente deben ser paralelas, pero que en la práctica no es así, ya que siempre existen diferencias de paralelismo entre la pieza prefabricada y la superficie del apoyo.

La solución ideal sería el que el apoyo se deformase de forma tal que igualase las diferencias de paralelismo, pero podemos asegurar que es imposible obtener un apoyo que compagine esto con la rigidez suficiente que se requiere para soportar la carga que incide sobre él.

La solución en estos casos es colocar una capa de mortero entre los elementos prefabricados y los apoyos, mortero que se hará entrar en carga paulatinamente antes de que fragüe, con lo que se adaptará al asiento requerido en cada caso.

Durante el proceso de adaptación del mortero será necesario prever la instalación de unos apoyos auxiliares que soporten los elementos prefabricados permitiendo entrar en carga el mortero de forma paulatina hasta que adquiera la resistencia necesaria.

Otro caso es cuando el tablero tiene de por sí una pendiente tal que se produce un ángulo muy pronunciado con respecto al plano del apoyo. (Fig. 5).

En este caso es conveniente proceder a la compensación de la pendiente del tablero, de forma que este sea sensiblemente horizontal en la zona de contacto con el apoyo. (Fig. 6).

Ahora bien esto no obsta el que igualmente se deba disponer el mortero de adaptación, ya que no conseguiremos una perfecta horizontalidad en el elemento prefabricado, por tanto, si se desea, incluso se puede prescindir de la compensación de pendiente y solucionar el problema directamente, aplicando la capa de mortero de adaptación.

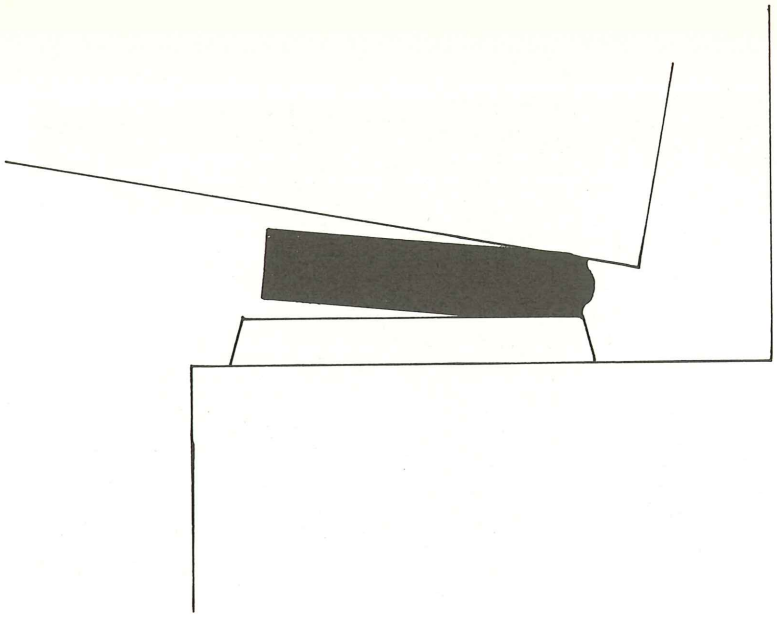


Fig. 5. Efecto producido sobre un apoyo por una pieza prefabricada con fuerte pendiente. La presión sobre la zona comprimida del apoyo puede llegar a ser superior a la presión de rotura del apoyo.

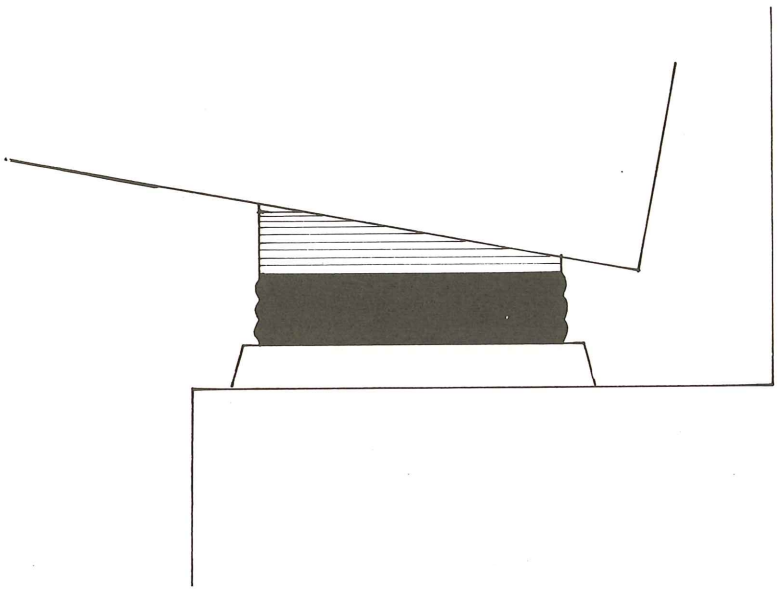


Fig. 6. El mismo caso anterior, pero con la incorporación de un mortero de adaptación. El apoyo trabaja correctamente y la carga vertical está uniformemente repartida.

En estos casos el problema básico estriba en que de no emplearse las soluciones descritas, se produce una sensible reducción de la superficie de contacto entre hormigón y apoyo, con lo que la presión unitaria va creciendo según cada caso, hasta el punto de que puede llegarse a la rotura del apoyo o del mismo hormigón si se trabaja con apoyos excesivamente rígidos.

5. Diversos puntos a controlar durante el Montaje de Apoyos

a) El porexpan o materiales similares que se emplean como encofrados perdidos, deben ser retirados antes de que el puente entre en servicio, ya que de no hacerlo así se convertiría en un elemento que ofrecería resistencia al movimiento del puente, pudiendo hacer que aparezcan grietas y fisuras en su estructura.



Fig. 7. Grieta producida en el borde de un estribo al emplear apoyos de espesor demasiado pequeño, por lo que entraron en contacto directamente elementos de la estructura sin que el apoyo llegase a funcionar.

b) Los elementos que se emplean como encofrado de las zonas próximas al apoyo, así como los empleados para la formación de las juntas de dilatación, deben tener su propia estabilidad, ya que de no ser así pueden entorpecer el correcto funcionamiento de los elementos mecánicos del puente, debido a las deformaciones que sufren durante la fase de hormigonado.

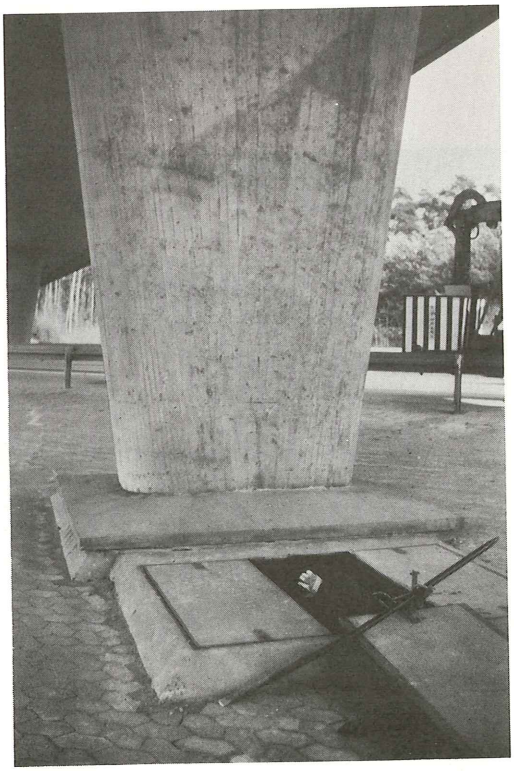


Fig. 8. Inspección de apoyos situados en la zona inferior de las pilas de un puente.

c) Se debe controlar la acción de grasas y aceites, especialmente de desencofrante en las zonas de apoyo, ya que pueden convertir en apoyos deslizantes a cualquier tipo de apoyo.

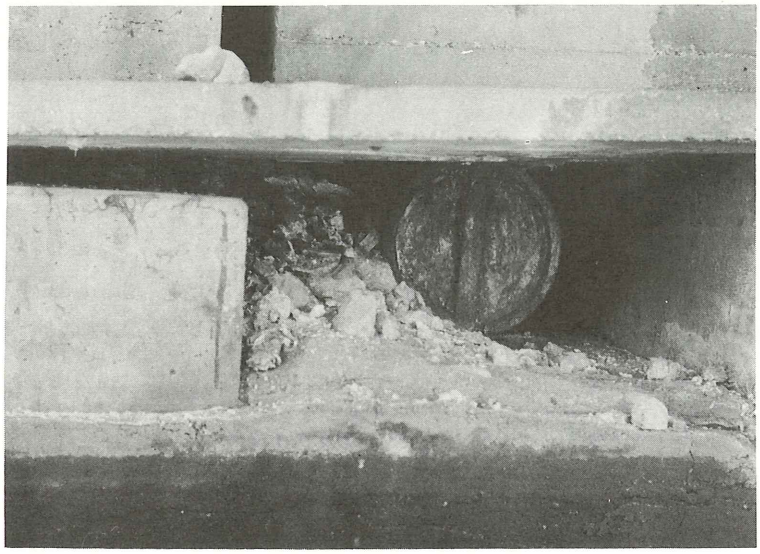


Fig. 9. Apoyo de rodillo inutilizado por la suciedad que ha dejado pasar una junta de dilatación permeable.

d) Los apoyos deben apoyarse siempre sobre toda su superficie, tanto superior como inferior y lo conveniente es que estas superficies sean mayores que la del apoyo.

Nuestro deber es evitar todas estas irregularidades y en tanto más las evitemos más reduciremos el coste de las reparaciones y el deterioro de los puentes.

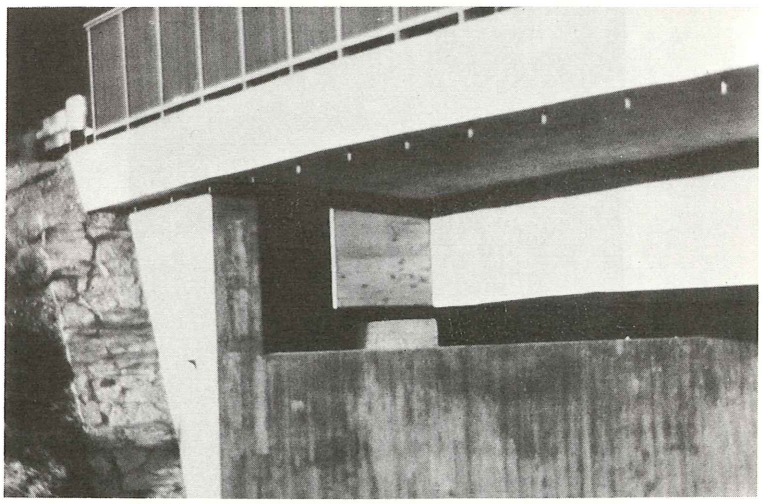


Fig. 10. Puente en el que se ha previsto facilitar la inspección de los apoyos.

No obstante y para finalizar queremos apuntar la posibilidad de que quizás sería interesante preveer siempre la posibilidad de que los apoyos deberían poder ser inspeccionados y controlados periódicamente, puesto que incluso cuando todo se haya hecho correctamente por lo que respecta al apoyo, puede ser que una junta de dilatación que no sea perfectamente impermeable nos inutilice el apoyo de la mejor concepción, calidad e instalación. (Figs. 8, 9 y 10).

591-2-140

Puente de Rande.

F. del Pozo Frutos
Dr. Ing. de Caminos
y
F. del Pozo Vindel
Dr. Ing. de Caminos

Integrado dentro de la Autopista del Atlántico, en el tramo Portosanto - Porriño y para cruzar el estrecho de Rande en la Bahia de Vigo, se terminó de construir el puente de Rande en 1978. La solución construida, resultó ganadora en el concurso de proyecto y ejecución que en el año 1972 convocó el antiguo Ministerio de Obras Públicas y fué presentada por Cubiertas y Tejados, S.A. y M.Z.O.V. con un equipo que colaboró con el autor del proyecto Prof. F. del Pozo Frutos y que estaba formado por los Profesores Fabricio de Miranda y Alfredo Passaro y las oficinas AEPO, S.A.; PROES, S.A. y STIPE, además de los servicios técnicos de la Empresa Constructora.

Al adjudicar la Autopista del Atlántico, el Estado cedió sus derechos y obligaciones, con lo que la sociedad propietaria del Puente pasó a ser "Autopistas del Atlántico, Concesionaria Española, S.A.". Esto hizo, que además de la obligada inspección por parte del Estado, que estuvo a cargo de los Ingenieros Sres. Iglesias y Rodríguez Salinas, la concesionaria realizara su inspección y control con lo que se pudo contar con la colaboración de un equipo técnico que estuvo a cargo de los Ingenieros Sres. Roa, Ibañez y Taboada.

Las condiciones que se imponían en el pliego de bases respecto al gálibo eran las siguientes: Un canal libre para la navegación de 45 metros de altura sobre la pleamar y un ancho de 350 metros, que centrados en la zona más profunda del estrecho obligaban a construir un puente de unos 400 metros de luz central y de unos 700 metros de longitud total. Este puente principal precisaba dos accesos; uno de 107 metros de longitud en su lado norte y otro de 756 metros en su lado sur, o sea, en el lado de Vigo.

Estos accesos se proyectaron, y se han construido, como estructuras continuas, de hormigón postensado con canto constante y sección transversal en cajón.

En esta comunicación se tratará, únicamente, el puente principal en sus aspectos más interesantes.

Cuando en el año 1972, se empezaron a estudiar las posibles soluciones del puente de Rande, partiendo de una luz central del orden de 400 metros y una longitud total del orden de 700 metros, se consideraron las siguientes posibilidades:

a) Solución en vigas metálicas trianguladas.
b) Arco metálico con tablero inferior.
c) Puente atirantado.
d) Puente colgante.

Las dos primeras soluciones fueron rápidamente eliminadas, ya que al requerir un gran tonelaje de acero para su ejecución, resultaban prohibitivas por su elevado precio; y esto a pesar de que es un tipo de estructuras con las que se han construido cinco puentes que superan los 400 metros de luz. Puentes construidos entre los años 1889 (Firth of Forth, con 518 m. de luz) y 1958 (Greater New Orleans, con 480 m. de luz).

Quedaban, la solución colgada y la solución atirantada. La primera fué desechada por razones económicas, ya que para una luz tan modesta no resultaba competitiva, por lo cual se adoptó la solución atirantada por considerarla la más adecuada.

Esta solución tipicamente europea, ha experimentado un desarrollo muy rápido desde que aparecen las primeras realizaciones en los últimos años de la década de los 50.

En las fechas en que se iniciaron los trabajos del proyecto del puente de Rande, el record de luz estaba en los 350 m. del puente de Duisburgo, terminado el año 1970. No obstante era y es, pensamiento generalizado entre los especialistas, que todavía se está muy lejos de las posibilidades de luces en los puentes atirantados, por lo que una luz de 400 metros entraba dentro de las posibilidades inmediatas.

Para terminar de establecer el tipo estructural no quedaba por decidir más que el material del tablero: de hormigón, metálico o mixto. Aunque siempre defendimos la solución de tablero de hormigón se estudiaron las tres soluciones y la administración aceptó la de tablero metálico.

En la actualidad, el puente de Rande es la segunda luz mundial, detrás del puente de Saint Nazaire–Saint Brevin, proyectado también en el año 1972, habiendo entrado en servicio a finales del año 1975.

Es interesante comparar algunos datos básicos de estas dos realizaciones. El puente de Saint Nazaire tiene 404 metros de luz central, 4 metros más que el de Rande, pero mientras aquel tiene un ancho total de tablero de 13,40 metros, el de Rande tiene 23,40 metros; casi el doble. Los dos tableros son metálicos, cerrado el del puente de Saint Nazaire con 3,20 metros de canto, y abierto el de Rande con 2,32 metros de canto total. Y por último, aunque la iniciación de los trabajos en el puente de Saint Nazaire fue anterior al comienzo de la construcción de Rande y los franceses no sufrieron una pérdida de más de año y medio por razones de cambio de cimentación.

A continuación, se comentan los datos básicos del proyecto de este puente.

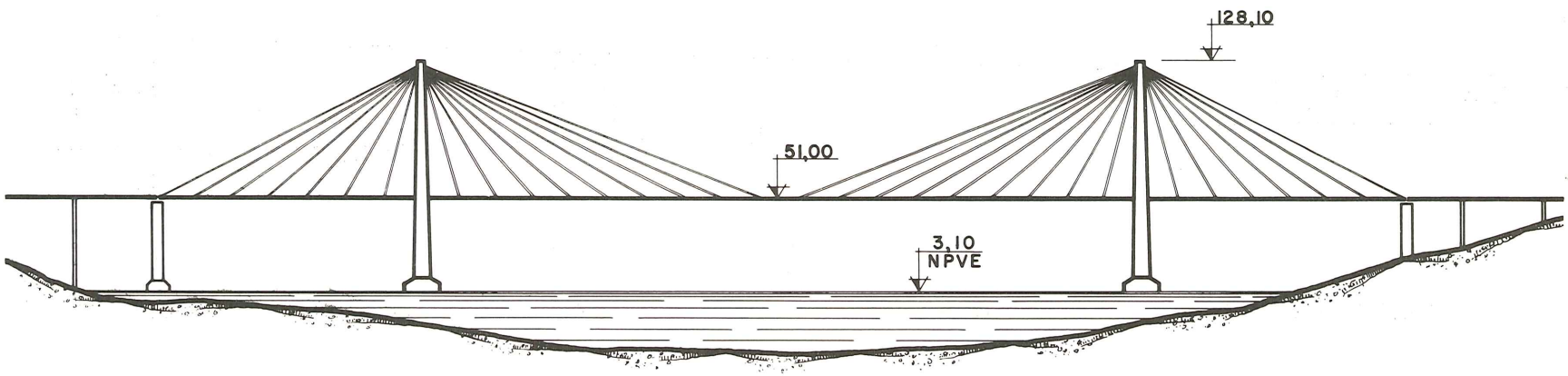
La luz central es de 400,14 metros y las laterales de 147,42 metros, siendo la cota de coronación de las pilas centrales la 128,10 (véase esquema 1).

Las cimentaciones de las dos pilas principales estaban proyectadas con pilotes de 2 m. de diámetro, que se empotraban en la roca del fondo de la ría entre 4 y 6 metros. Cada zapata, de dimensiones en planta 20 x 42 metros, llevaba 32 pilotes de una longitud media de 27 metros. Estos pilotes llevaban camisa metálica perdida.

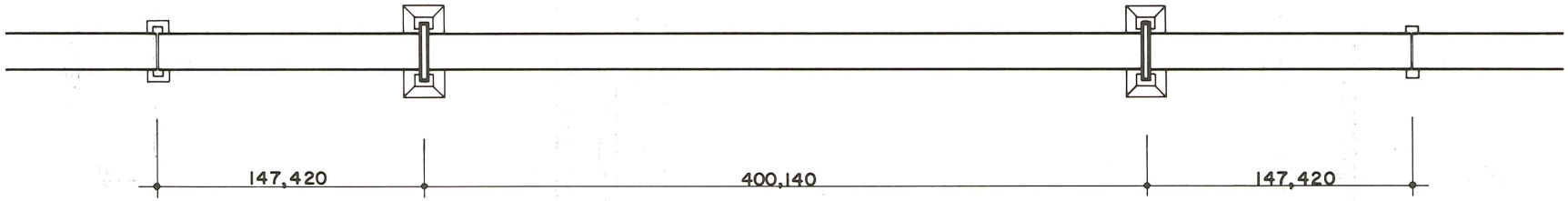
Las dos pilas centrales, (esquema 2), son de hormigón armado formadas por dos elementos verticales, separados 27,90 m. entre ejes y de sección variable, con espesor constante de 4,20 m. y canto variable entre 9 m. en la parte inferior y 4 m. en la parte superior. La altura aproximada de las pilas es de 128 metros. La sección es hueca con espesores constantes de 0,80 y 0,60 según las direcciones longitudinal y normal al puente respectivamente.

Estos elementos verticales están arriostrados entre sí por dos traviesas de 5 m. de canto,

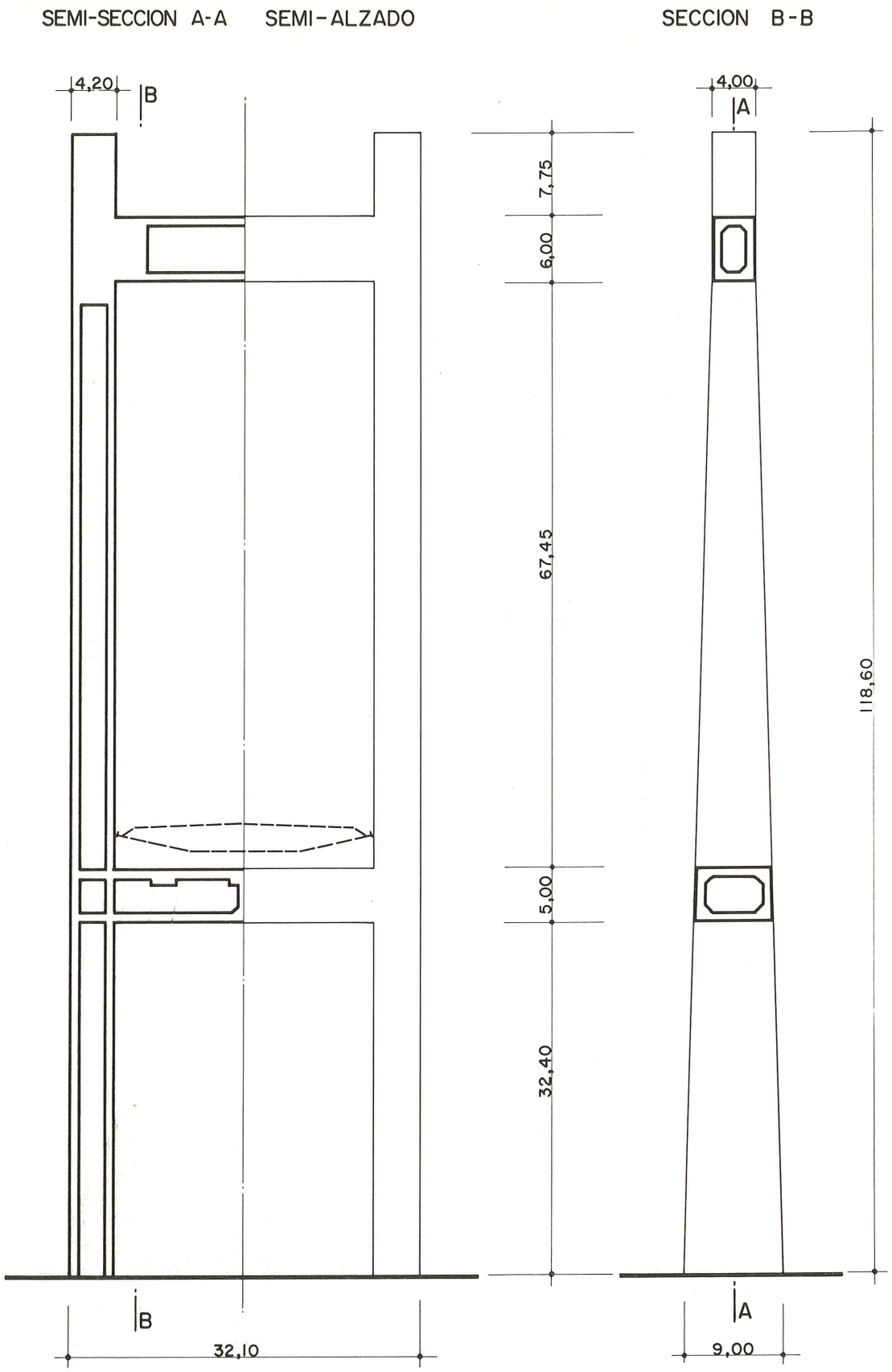
ALZADO



PLANTA



Esquema 1.


SEMI-SECCION A-A
SEMI-ALZADO
SECCION B-B
4,20
B
4,00
A
7,75
6,00
67,45
5,00
32,40
118,60
B
A
32,10
9,00

Esquema 2.

Esquema 3.

una a la cota del tablero del puente y otra a la cota 120 m. Con objeto de facilitar la construcción de los elementos verticales mediante encofrados deslizantes, estas dos traviesas se construyeron a "posteriori" y se unieron a los elementos verticales mediante postensado.

Las cabezas de las pilas, elementos donde se anclan los tirantes del puente, se habían previsto metálicas con un peso aproximado de 225 Tm. cada una de ellas.

En cuanto al tablero, es metálico y, tiene un canto total de 2,32 m. y un ancho de 23,40 metros, está modulado en elementos de 21,06 m. que es la distancia a la que se anclan los tirantes del puente. Este módulo de 21,06 tiene los siguientes elementos, (esquema 3); longitudinalmente dos vigas principales de alma llena de sección en doble T y, dos vigas triangulares extremas; transversalmente una viga también de alma llena, coincidiendo con la sección de anclaje de los tirantes y 5 vigas triangulares equidistantes. La parte superior se cierra mediante chapa rigidizada, cuyas últimas soldaduras se realizan en obra. En la parte inferior se dispone una triangulación horizontal con objeto de aumentar la rigidez a torsión sin cerrar la sección. Excepto esta triangulación que se realizó en acero A 42 todo el resto de la estructura metálica del tablero se construyó en acero A 52 d. Todo el tablero metálico fué construido y montado por EMESA.

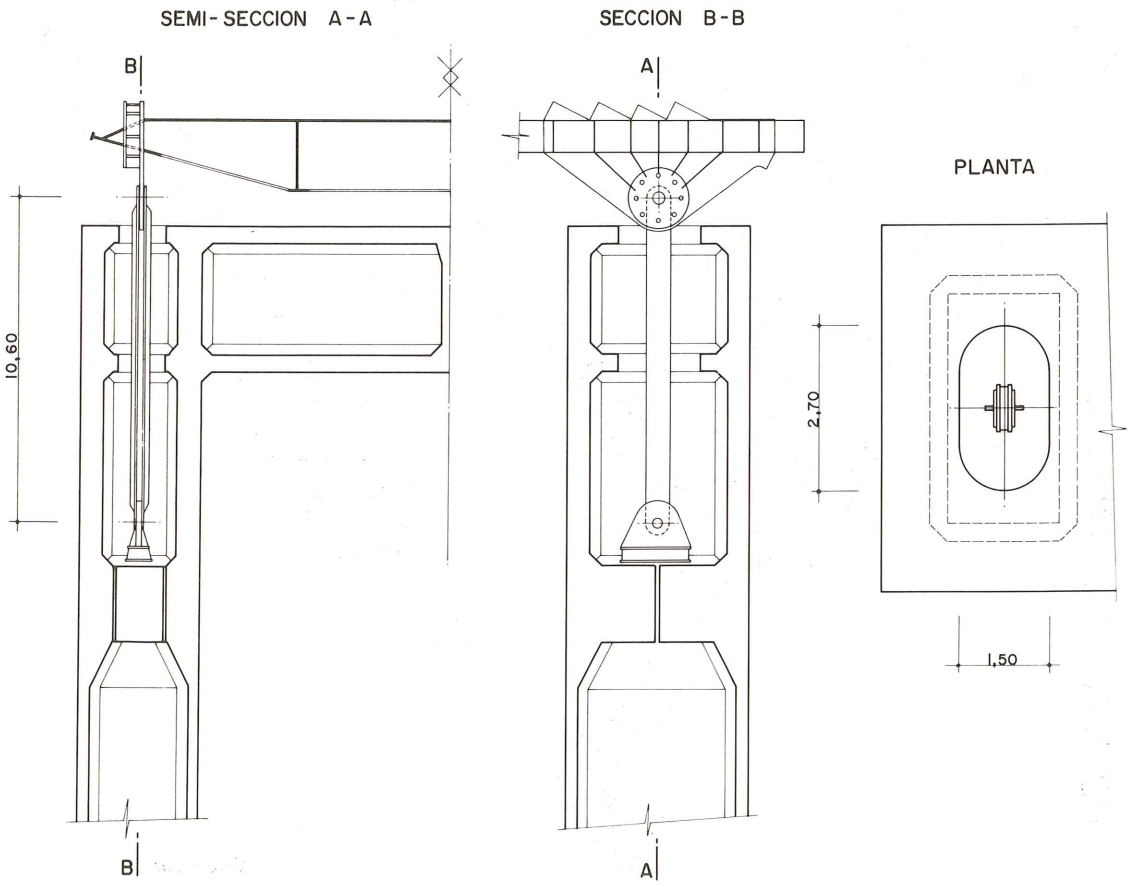
Los tirantes están formados por torones de 15 mm de diámetro (0,6").

Los anclajes de los tirantes fueron estudiados y realizados por Freissenet y al final se adoptaron 3 tipos de anclajes.

de 91 T 15 para tirantes variables entre 67 y 91 T 15

de 61 T 15 para tirantes variables entre 45 y 59 T 15

de 37 T 15 para tirantes variables entre 33 y 37 T 15



Esquema 4.

Mediante un pequeño gato y anclaje de monotorón se anclaban estos con pequeña tensión uno a uno, al final el esfuerzo total se daba desde la cabeza con un gato de 1.000 T de capacidad.

Todo el puente está colgado de los tirantes y verticalmente no apoya en las pilas centrales. En las pilas laterales se han dispuesto 2 bielas, tal como puede verse en el esquema 4, formadas por elementos metálicos de 10,75 m. de longitud, articulados mediante bulones a unas cartelas unidas al tablero y a los montantes de la pila en cuyo interior penetra. Sirven para transmitir las fuerzas verticales y permiten el libre giro y traslación de los extremos del tablero del puente principal.

En las pilas centrales no existe más que un apoyo que consiste en una pieza metálica en forma de T unida a la pila y otra pieza en forma de ranura unida al tablero y que longitudinalmente permite el movimiento mediante unos apoyos de Neopreno y Teflón. Sin embargo estos apoyos no permiten el corrimiento transversal, o lo que es lo mismo el puente verticalmente no está unido mas que en las 2 pilas extremas mientras que en las 2 pilas centrales y en las laterales existen unos topes para evitar los movimientos transversales del puente.

Y ya para terminar en esta rápida visión de las características fundamentales del Puente de Rande diremos que la protección de los cables que forman los tirantes se ha realizado mediante la inyección de una lechada de cemento dentro de la vaina de polietileno que los aloja. Durante todo el desarrollo de la obra estos cables estuvieron protegidos mediante grasa soluble que al final se eliminó cuidadosamente antes de realizar la inyección.

Las cabezas de anclaje de los tirantes fueron inyectadas con un mortero resistente de epoxi. En cuanto a la estructura metálica del tablero ha sido protegido mediante galvanizado en frío completándolo con un "wash-primer" y doble capa de pintura vinílica.

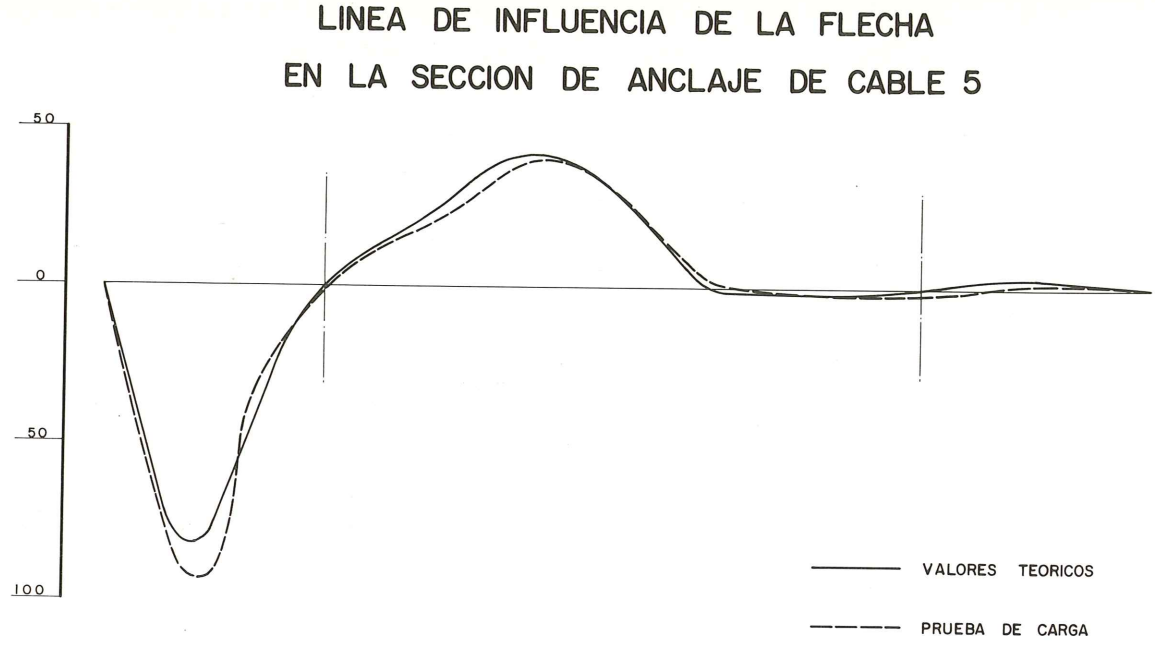
El problema más grave que se planteó durante la ejecución de la obra fueron las dificultades que surgieron en la perforación para la realización de los pilotes. Estas dificultades obligaron, a que después de una pérdida de tiempo de casi año y medio hubiera que cambiar la cimentación directa mediante la inyección Prepack de recintos de planta rectangular de aproximadamente 23 x 40 metros en las pilas centrales.

Dadas las lógicas limitaciones de espacio en una comunicación de este tipo, no es posible tratar todos los temas relacionados con el proyecto y la ejecución del puente, por lo que se comentarán únicamente tres puntos que de alguna manera representan aportaciones originales a la técnica de los puentes atirantados. También se comentarán las pruebas realizadas y su correspondencia con el cálculo.

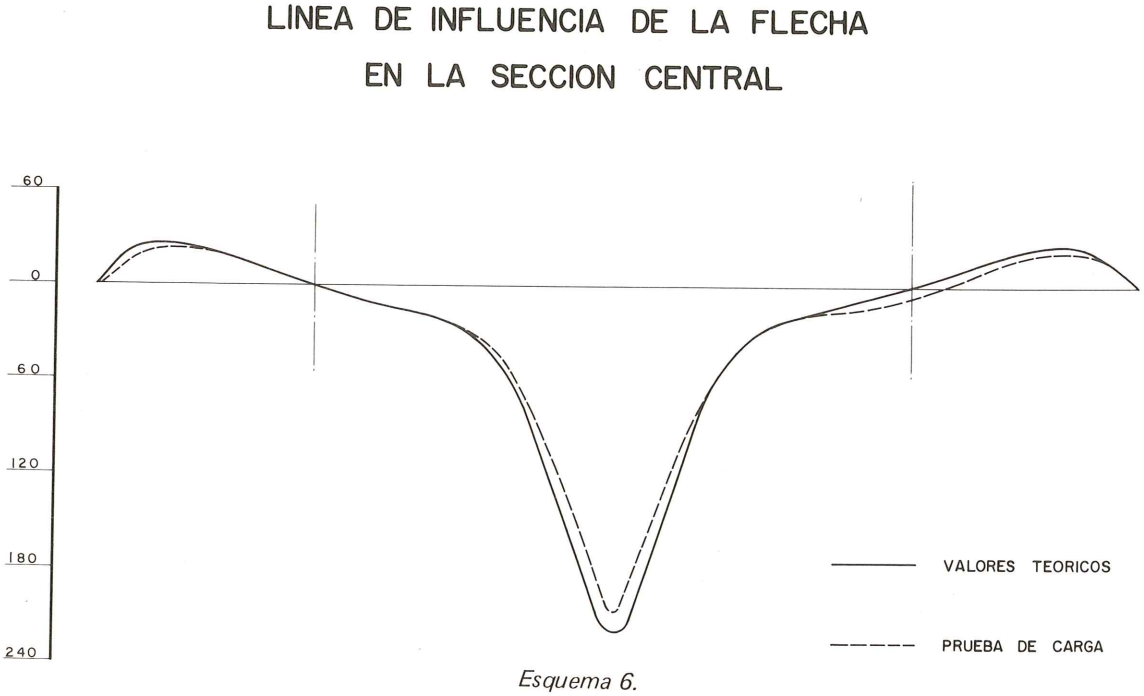
El primer punto original de este proyecto fué la disposición de la estructura metálica del tablero. La solución abierta permite una economía en el peso de acero, pudiéndose asegurar mediante una triangulación horizontal inferior, a la que se ha hecho ya mención, una rigidez torsional suficiente. Por otra parte parece a primera vista que la solución cerrada es mejor desde el punto de vista aerodinámico, sin embargo los datos disponibles nos hacen pensar que es mejor esta solución abierta también desde este punto de vista.

La decisión, como ya se ha comentado, de la solución abierta fué tomada en los primeros momentos de abordar el estudio del proyecto.

Dos puntos más fueron cambiados antes de empezar la construcción del puente, en primer lugar se sustituyeron los tirantes formados por alambres paralelos por los formados por torones también paralelos que con anclajes individuales y mediante una puesta en obra realmente sencilla, permite la fabricación "in situ" de tirantes de alta capacidad resistente utilizando únicamente elementos normales en obra. En nuestro caso el tirante de mayor capacidad fué para 2.200 T. de resistencia nominal, 881 toneladas de esfuerzo máximo; pero pueden conseguirse en el futuro, con este tipo de solución, elementos de mucha mayor capacidad sin complicar excesivamente la construcción.



Esquema 5.



Esquema 6.

El último punto, también original, que tiene este puente son las cabezas de las pilas, es decir, el elemento donde se anclan los tirantes que sostienen el tablero.

Hasta ahora las cabezas que se han utilizado en puentes de las características del de Rande han sido metálicas, esto ha obligado, en general, a elevar piezas pesadas a grandes alturas siendo necesario por otra parte realizar soldaduras de responsabilidad en condiciones no demasiado favorables. Por otra parte la estructura metálica necesita una conservación y

una vigilancia en general no muy sencilla de llevar a cabo. Creemos que la sustitución por hormigón pretensado de las cabezas superiores de anclaje es una aportación importante al desarrollo de este tipo de puentes. Bien es verdad que hubo que decidirse por la solución pretensada, pues prácticamente era imposible poder distribuir la armadura necesaria si se hubiera construido en hormigón armado.

Las cabezas construidas son pretensadas en las tres direcciones y aunque se hicieron cálculos por elementos finitos, ya se comprende que es imposible tener en cuenta no solo las cargas en su posición y distribución, ni tan siquiera la geometría real del macizo con sus huecos. Esto nos decidió a realizar un ensayo en modelo de microhormigón a escala 1:8, reproduciendo a escala todos sus elementos. Se construyeron dos modelos y se comprobaron en ellos las distintas hipótesis de sobrecarga.

Las pruebas de carga estática del puente terminado se realizaron en dos fases. En la primera se colocó, en 19 posiciones una sobrecarga formada por 8 camiones de 25 T lo que permitió la auscultación de la estructura y la comprobación por vía experimental de la bondad de los métodos de cálculo utilizados, mediante la comparación de las líneas de influencia halladas por cálculo con las obtenidas en el ensayo (véanse esquemas comparativos 5 y 6).

El segundo tipo de pruebas tenía como objetivo producir en los distintos elementos del puente, esfuerzos o movimientos lo más próximos posibles a los máximos de cálculo. Se programaron seis hipótesis de carga consistentes en trenes de camiones de 25 T en un número de hasta 76 y con una carga total de 1.900 T.

Las diferencias entre los resultados de la prueba y las previsiones teóricas no se diferenciaron en más del 5 por 100 de los valores previstos.

Y como final solo unas líneas para comentar cual puede ser el futuro de los puentes atirantados.

Leonhardt, a finales del año 1977, en una convención que sobre puentes atirantados tuvo lugar en los Estados Unidos, dijo; que con tablero metálico y para tráfico de autopista y ferrocarril consideraba que un puente de 1.500 m de luz era perfectamente posible en solución atirantada utilizando los materiales que actualmente suministra la industria siderúrgica. Por otra parte esta afirmación no nos puede extrañar, ya que es conocido que en el año 1970 el propio Leonhardt estudió una solución atirantada para el paso del estrecho de Mesina, en competencia con la solución colgada de Steiman ambas con 1.500 m de luz.

Hoy son varios los especialistas que han estudiado la solución atirantada para el puente de Mesina con 1.500 m de luz.

Puede por tanto asegurarse que estamos muy lejos de las luces que pueden alcanzarse con este tipo de puentes y así con tablero de hormigón la luz máxima actual son los 320 metros del puente de Brotonne, mientras que creemos que la luz límite tiene que estar alrededor de los 600 m. Hoy todos los que hemos intervenido en la construcción del Puente de Rande pensamos que la solución con tablero de hormigón hubiera competido con la metálica, especialmente en precio. Con tablero metálico la luz límite puede estar en los 1.200 metros, o como dice Leonhardt, en los 1.500 m. Y con tablero utilizando zonas de hormigón, mixtas y metálicas creemos que no es aventurado asegurar que se puede pasar de los 1.500 m.

De todas formas, lo que si puede asegurarse, es que la hegemonía para las grandes luces que durante tantos años han mantenido los puentes colgantes empieza a ser discutida, pues en la mayoría de los casos los puentes atirantados proporcionarán soluciones más económicas, y sin depender de una determinada técnica como ahora ocurre con los puentes colgantes.

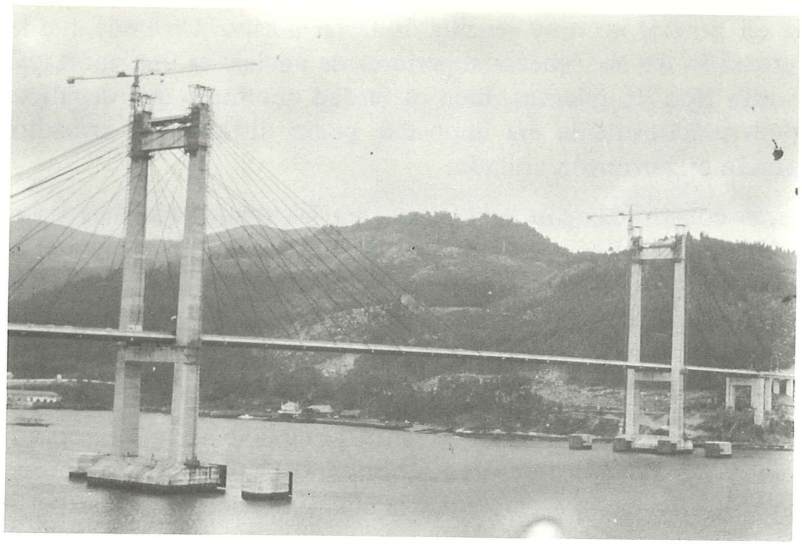


Fig. a).— Vista general del puente.

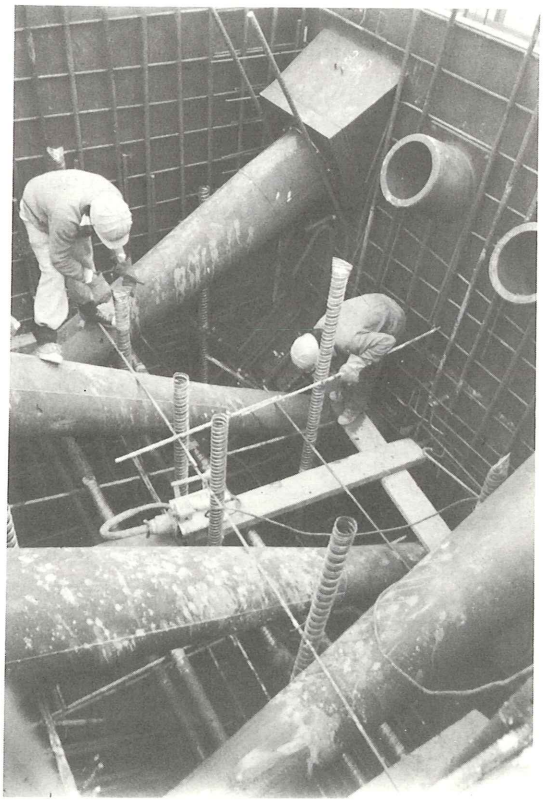


Fig. b).— Interior de la cabeza de anclaje de los tirantes.

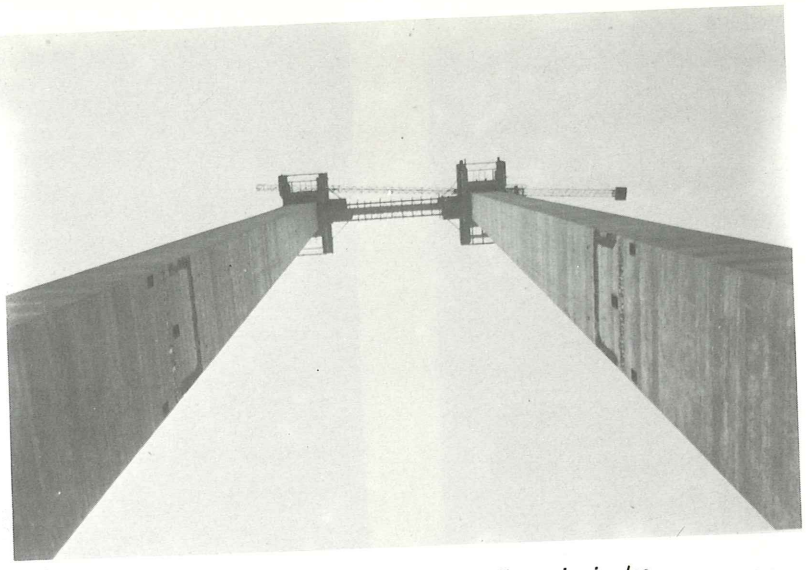


Fig. c).— Deslizamiento de las pilas principales.

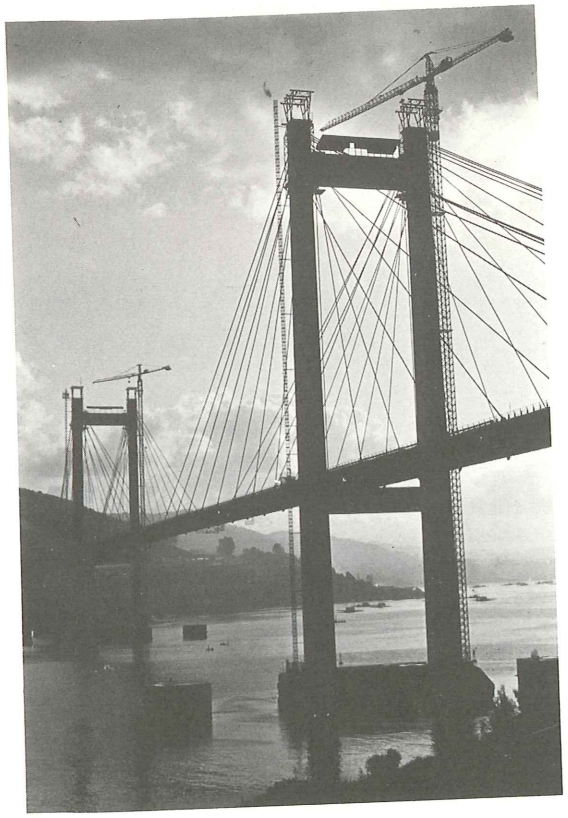


Fig. d).— Vista general del puente.

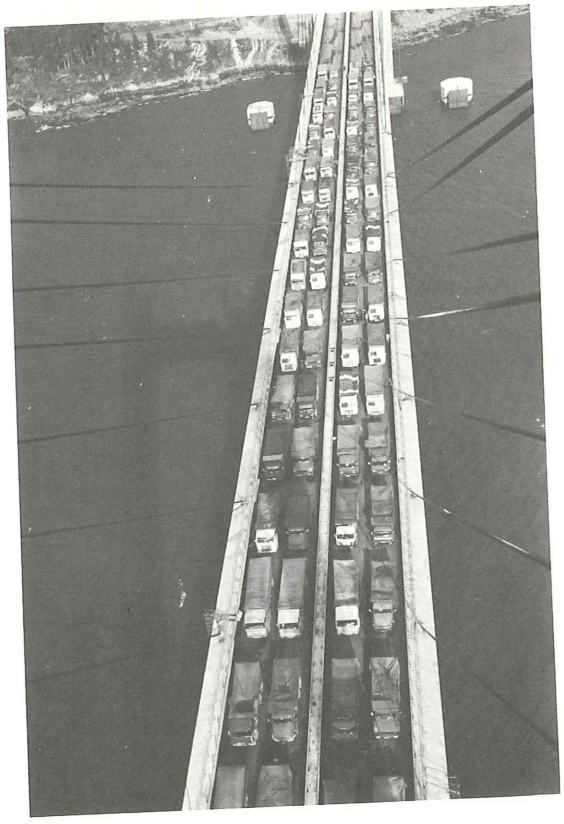


Fig. e).— Prueba de carga, vano central cargado.

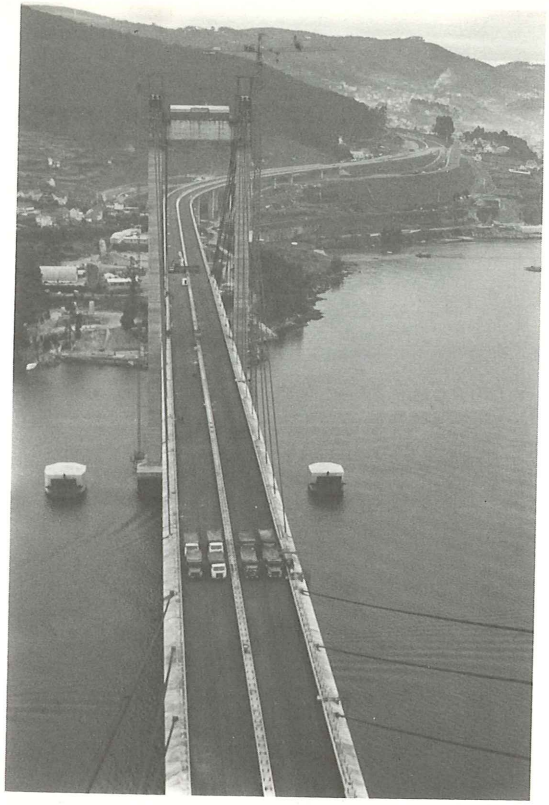


Fig. f).— Prueba de carga, tren para determinar líneas de influencia.

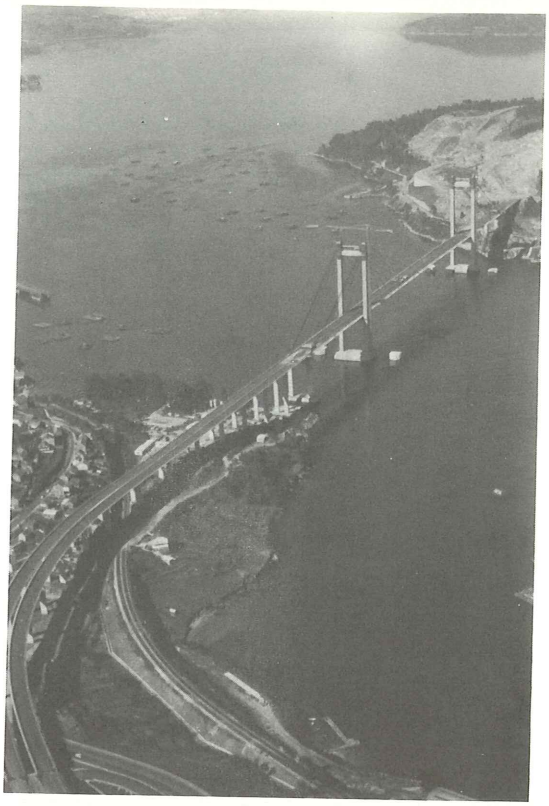


Fig. g). Vista de conjunto del puente principal y accesos.

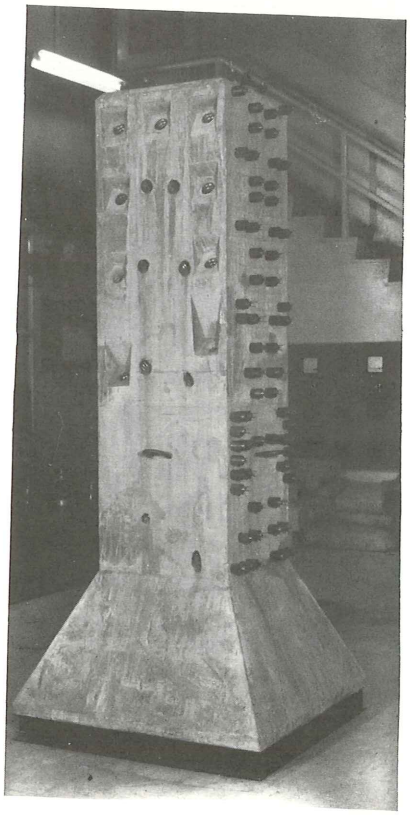


Fig. h).— Vista del modelo de las cabezas de anclaje.

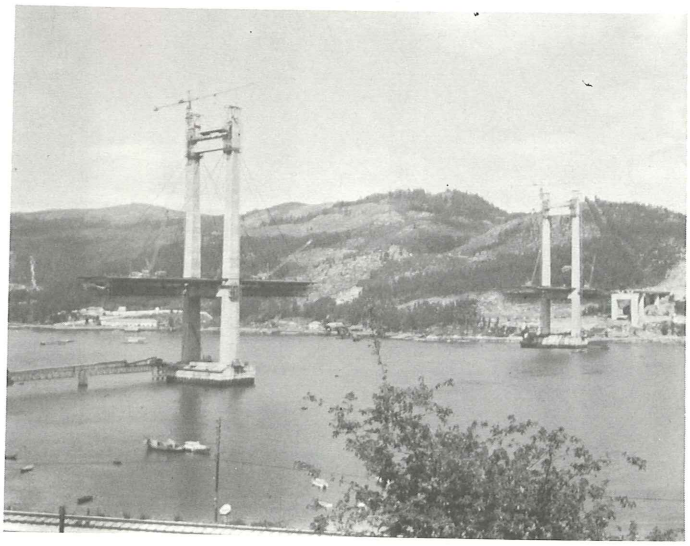


Fig. i). Construcción por avances de tablero.

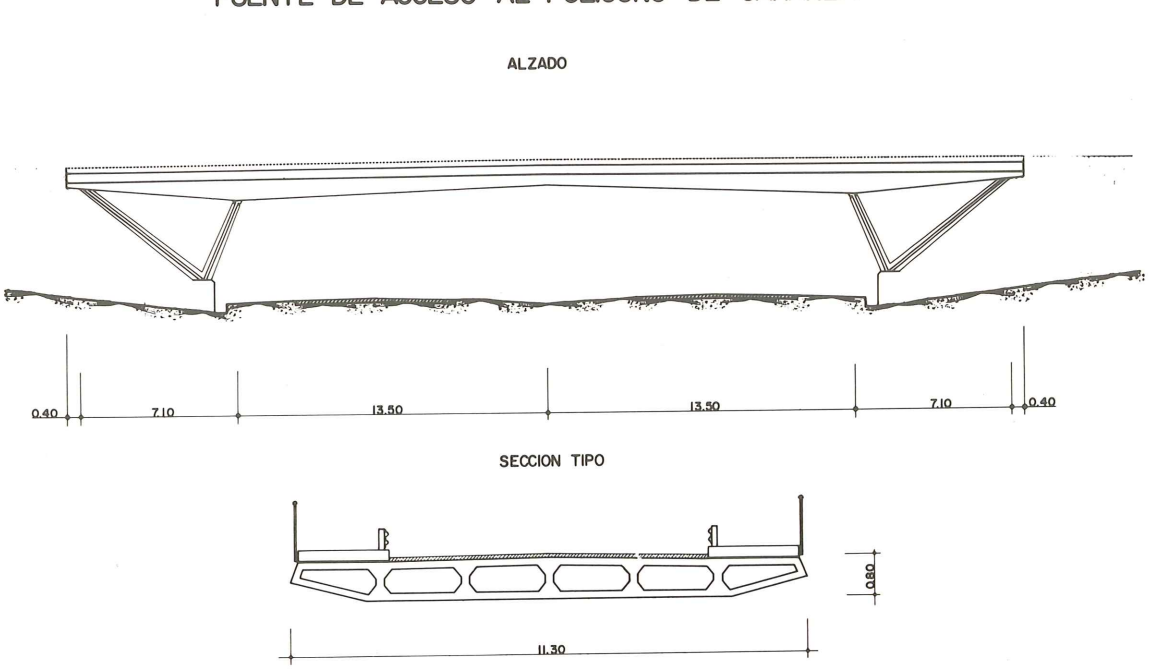
Dos puentes con condicionantes estéticos.

F. del Pozo Vindel
Dr. Ing. de Caminos.

Se presentan en este trabajo dos obras cuyo proyecto ha sido desarrollado por el equipo técnico de PROES, S.A. y en cuyo diseño han influido notablemente las características del entorno en que iban a ser situadas, urbano en uno de los casos y en un paisaje turístico de gran belleza en el otro.

La primera de estas obras es la estructura superior perteneciente al "diamante" de acceso al polígono de Caranza en el Ferrol del Caudillo. El trazado de la autopista inferior en suave pendiente longitudinal y en terreno muy abierto, cortado parcialmente por las rampas laterales del "diamante", contribuye a destacar la obra de fábrica que se convierte de esta manera en el elemento que da personalidad a todo el conjunto.

Para la concepción de esta estructura se tuvieron muy en cuenta estas circunstancias y



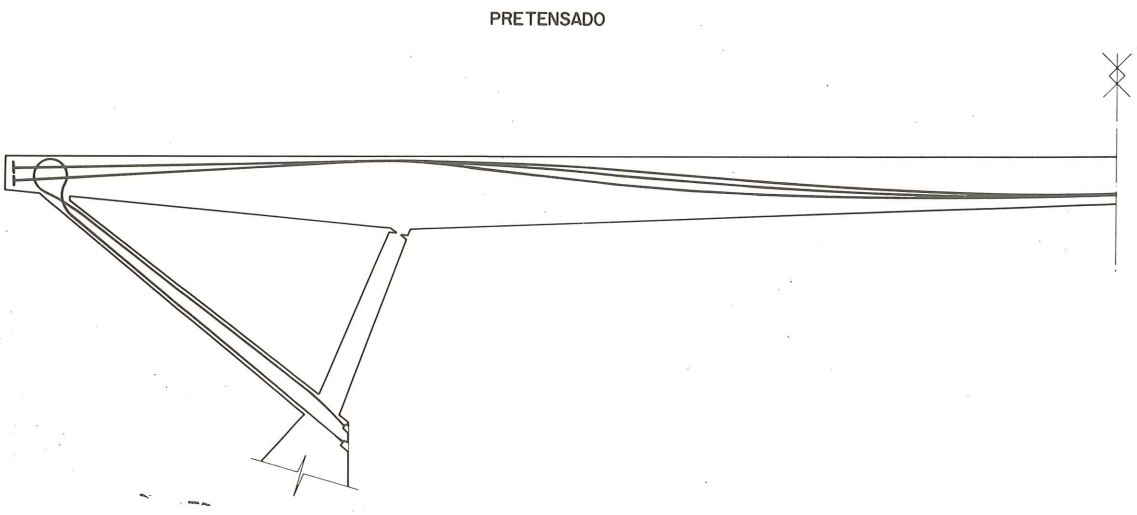
Esquema 1.

el carácter fundamentalmente urbano de la obra tanto en la solución estructural en sí como en los detalles de acabado.

El esquema resistente adoptado fué el de pórtico compensado con células triangulares extremas. Esta solución aparte de su conocida funcionalidad, ya que se consigue una compresión parcial del tablero gracias a la inclinación de las pilas, ofrece un aspecto atrayente y una gran diafanidad en el paso.

Como se puede apreciar en el esquema 1 la estructura tiene una distancia entre apoyos de 32 metros con un vano central de 27 metros y dos laterales de 7,10. La sección transversal en losa aligerada de 11 m. de ancho soporta una calzada de dos circulaciones de 7 m. de ancho y dos aceras de 2 m.

PUENTE DE ACCESO AL POLIGONO DE CARANZA



Esquema 2.

El canto de la estructura, muy estricto, para conseguir la necesaria esbeltez en una obra de estas características, con un gálibo vertical reducido, varía linealmente tomando un valor de 0,60 m. en los extremos de vanos laterales y 0,80 m en el centro aumentando hasta su valor máximo de 1,30 metros sobre las pilas. La imposta de la acera queda parcialmente oculta por los barrotes de la barandilla, finos y muy próximos, lo que contribuye a evitar el efecto de "sobrecanto" que dicha imposta produce.

Por otro lado se ha marcado claramente el espesor de la estructura para lo que se ha dispuesto un paramento de 40 cm. de altura e inclinación constante, que define un plano frontal inclinado a todo lo largo del puente. A partir de este plano arranca otro paramento con inclinación variable que se apoya en su borde inferior y en la losa de fondo del tablero. Al ser esta de anchura constante y variar el canto linealmente, dicho paramento describe un paraboloide hiperbólico en cada cuarto de puente. Se logra de esta forma que la inclinación de las generatrices del paraboloide sea máxima allí donde el canto de la estructura es mínimo, en el centro del vano central y extremos de los vanos laterales, y mínima donde el canto es máximo, sobre las pilas, con lo que se obtiene un efecto de refuerzo aparente del canto sobre pilas y disminución en centro y extremos. Por otra parte este tipo de paramentos no dificulta excesivamente la construcción al tratarse de una superficie reglada de muy fácil encofrado.

El pretensado de la estructura como se puede ver en el esquema 2 es tradicional formado por el pretensado del tablero, con trazado parabólico de máxima excentricidad sobre pi-

las y en centro de vanos y el pretensado de los tirantes, con anclaje en el tablero por adherencia mediante un bucle. El pretensado del tablero está formado por 15 cables de 12 torones de 1/2" con un esfuerzo inicial total de 2.300 toneladas. El sistema de pretensado empleado en la construcción fue el BARREDO.

Las pilas y tirantes de la estructura se han dispuesto en forma triangulada. La elección de esta disposición obedeció a un doble aspecto, funcional y estético, el primero ya que de esta forma se obtienen esquemas resistentes muy aptos para resistir los esfuerzos horizontales transversales de viento y fundamentalmente sísmicos. El segundo porque esta disposición da personalidad a la obra de fábrica, sobre todo en un elemento que como las pilas resulta muy visible desde el paso inferior.

Tanto las pilas como los tirantes son facetados, con sección octogonal irregular que va disminuyendo linealmente de espesor de arranques en cimentación al tablero donde se unen las pilas al mismo mediante rótulas plásticas de hormigón.

Dada la complicación de ferralla que se produce en las uniones de los elementos que forman la triangulación, debido a que se cruzan en esos puntos todas las armaduras, y con objeto de asegurar el perfecto hormigonado de estas zonas de gran importancia en la seguridad resistente de la estructura se hormigonaron estos nudos mediante inyección de mortero PREPAKT habiendo sido colocado previamente el árido grueso obteniendose de esta manera un monolitismo perfecto.

Tanto el encofrado del tablero, como el de las pilas y tirantes fué realizado mediante tabla machihembra y cepillada de 5 cm. de anchura máxima habiendo sido estudiada su disposición en el proyecto con objeto de obtener unos paramentos de alta calidad.

La estructura fué terminada de construir en Junio de 1978 y la empresa constructora fué HUARTE Y CIA.

La segunda estructura es el puente sobre la Ria de Cubas para la carretera vecinal del muelle de Somo al de Pedreña, que une el espigón de Somo con la Punta de Cotrajón en la Bahía de Santander.

La necesidad de conservar la navegación hacia el sur del espigón de Somo y el remonte de la ria de Cubas por las embarcaciones deportivas hacía necesario un gálibo vertical de 12 m. y por otra parte la necesidad de conservar un desagüe libre no menor de 200 m. de ancho, para evitar un aumento sensible de las corrientes en la ria, y el condicionante de mantener durante la construcción el tráfico de pasajeros y mercancías, obligaron a desechar la solución de un trazado en prolongación con la alineación del espigón que hubiese abaratado la obra.

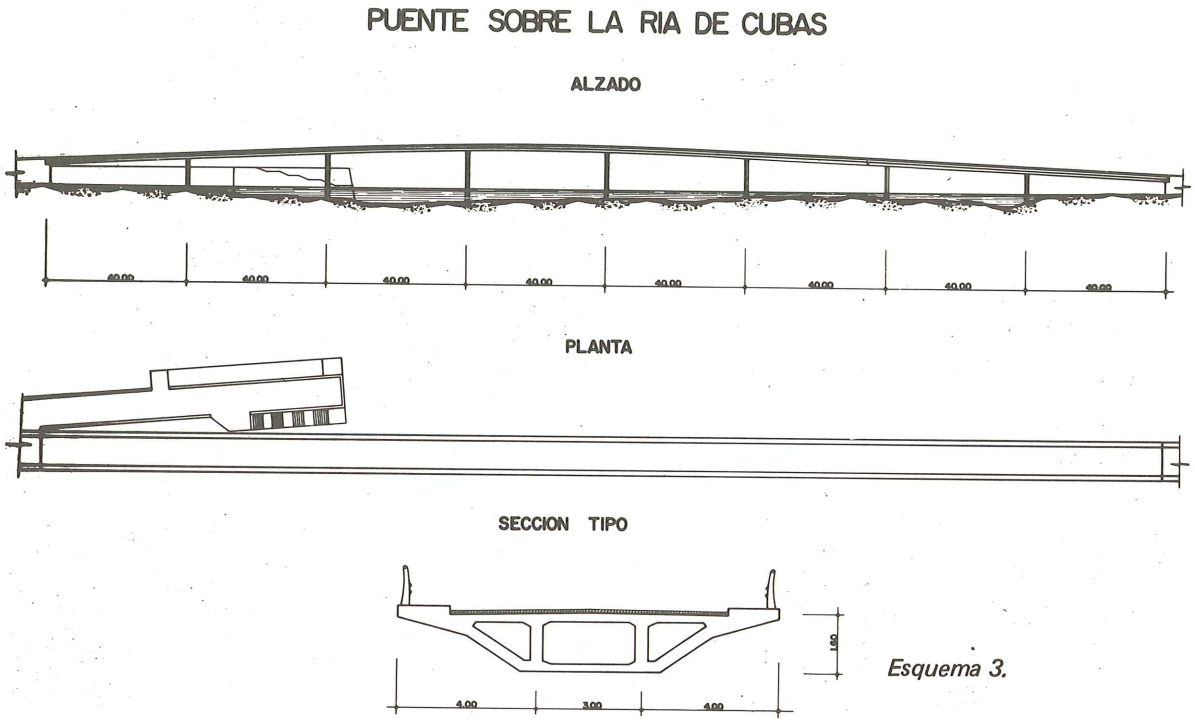
La solución adoptada arranca a una distancia de unos 325 m. de la punta del espigón de Somo con una curva de gran radio en planta para atravesar con una ligera oblicuidad la desembocadura de la ría y enlazar con la carretera de Pedreña. El trazado vertical parabólico permite respetar el gálibo alcanzado una altura de 13,90 m. en el centro de la ría sin forzar las pendientes y permitiendo el acceso a la escalera y rampa del espigón.

La adopción de la solución estructural vino condicionada por dos factores fundamentales: la naturaleza del terreno de cimentación y el aspecto estético, de gran importancia dada la excepcional situación de la obra.

Por una parte el terreno de cimentación del fondo de la ría formado por estratos de arenas y arcillas blandas alternados y sustentados por un sustrato rocoso de areniscas calcáreas a una profundidad entre los 20 y los 30 m. obligaban a la adopción de cimentaciones por pilotes de gran diámetro referidos al sustrato rocoso. Este tipo de cimentación tiene la ventaja de evitar los asientos diferenciales al ser prácticamente indeformable la base de cimentación.

Por otra parte la excepcional belleza del paisaje en el que está situada la obra y el carácter marcadamente turístico de la zona, así como la gran cantidad de puntos de vista que el emplazamiento de la estructura tiene tanto desde las aguas de la ría como desde la tierra firme, e incluso desde el propio Santander, obligaban a la adopción de una solución lo más esbelta posible con objeto de no influir de una manera desfavorable en el paisaje.

La consecuencia de este objetivo únicamente podia lograrse mediante la adopción de una solución con grandes luces y pequeño canto, lo que solamente era posible con una es-



Esquema 3.

tructura hiperestática, solución que, por otra parte, era perfectamente admisible al no ser de temer asientos diferenciales en las cimentaciones de las pilas.

Todas estas consideraciones condujeron a la adopción de un puente contínuo de 320 metros de longitud formado por ocho vanos de 40 m. de luz y con un canto constante de 1,60 m. (esquema 3).

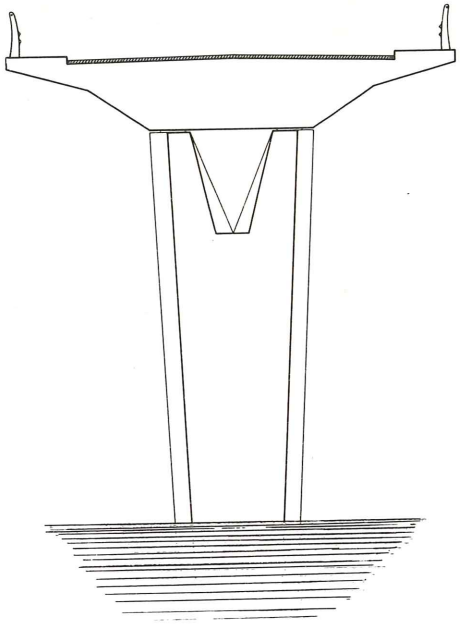
Transversalmente el tablero está constituido por una viga en cajón tricelular con paramentos laterales fuertemente inclinados de los que arrancan unos voladizos de 2,0 m de canto variable, lo que da una gran esbeltez a la sección y disminuye su canto aparente. La losa superior de once metros de ancho soporta una calzada de 8 m de ancho y dos aceras de 1,50 m cada una. La losa inferior tiene un ancho de cuatro metros.

Sobre los apoyos la sección está macizada por una traviesa de 2,0 m de ancho y en estas zonas se produce además un regruesamiento de la losa inferior, de los 20 cm en la sección tipo a los 40 de máximo con variación lineal.

El pretensado de trazado parabólico tradicional está formado por 22 cables de 12 torones de 0,6" con una fuerza total inicial en la sección de 4100 toneladas. El pretensado fué realizado por el sistema STRONGHOLD.

La construcción del tablero se realizó por el método de vanos sucesivos, para lo que se cimbraban dos vanos hormigonándose completamente el primero de ellos y los 10 primeros metros del siguiente. En esta sección se anclaban los cables de pretensado con acopladores para su prolongación. Posteriormente se retiraba la cimbra del vano anterior y se pasaba al

ALZADO DE PILAS



Esquema 4.

siguiente repitiéndose el proceso. Las cimbras se apoyaban en las pilas en unos cajetines dejados al efecto y que fueron posteriormente hormigonados al finalizarse la obra.

El diseño de las pilas (esquema 4) fué especialmente estudiado ya que las mismas son muy visibles desde la ría que cuenta con gran tráfico, como se ha dicho anteriormente. La anchura de las mismas es constante de 1,35 m. de canto y en forma de V transversalmente, sobre cuyos brazos apoya el tablero mediante placas de neopreno. La sección del fuste es en forma de exágono irregular siendo las caras normales al eje del puente variables, creciendo con la altura y manteniendose constantes las otras cuatro, que forman los tajamares.

La obra fue terminada de construir a finales del año 1977 y la empresa constructora fué HUARTE Y CIA.

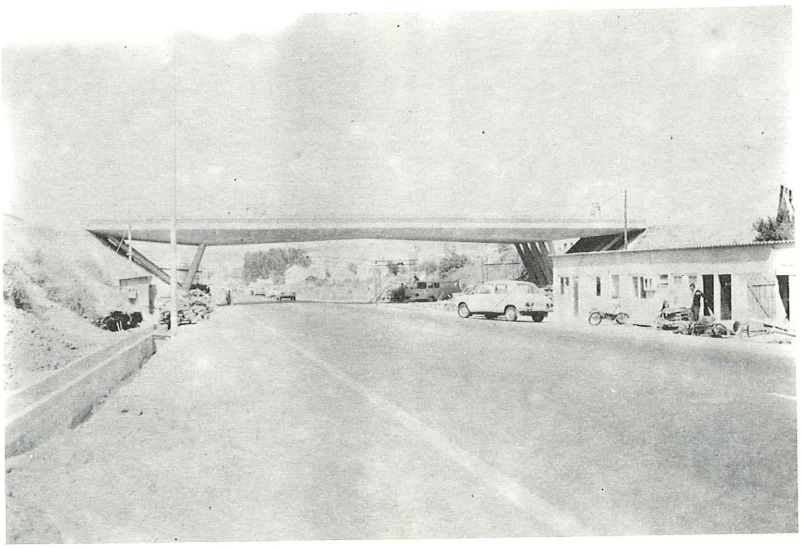


Fig. a).— Puente de Caranza. Vista General.

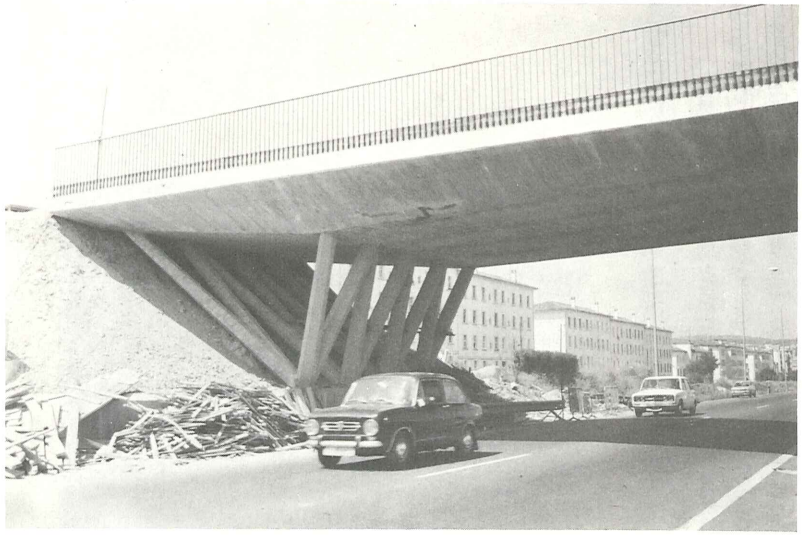


Fig. b).— Puente de Caranza. Detalle de las pilas y tirantes.

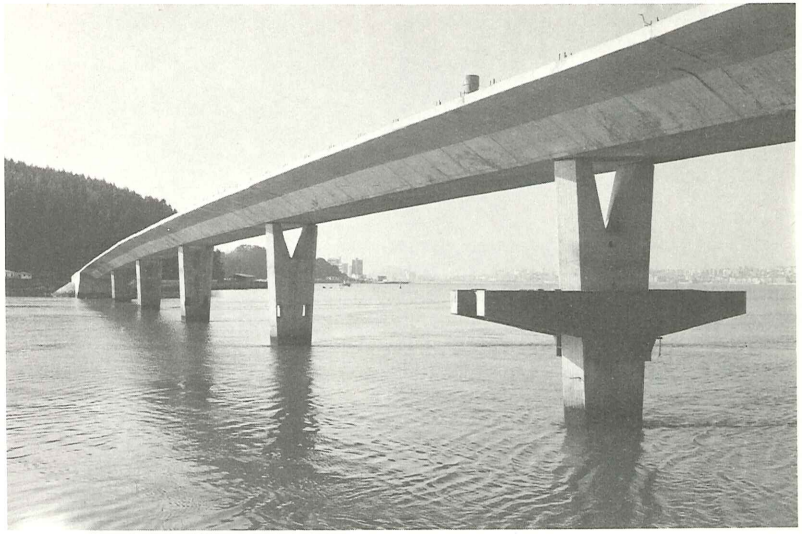


Fig. c).— Puente sobre la ría de Cubas. Vista de conjunto.

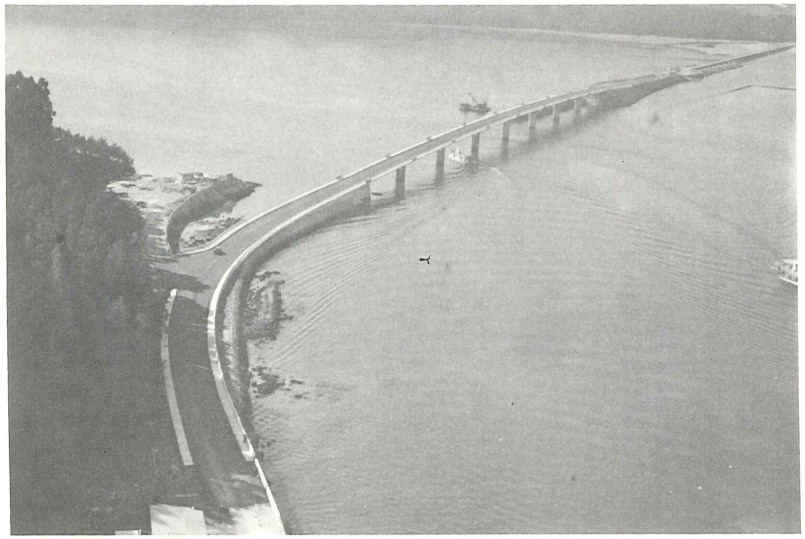


Fig. d).— Puente sobre la ría de Cubas. Construcción del tablero.

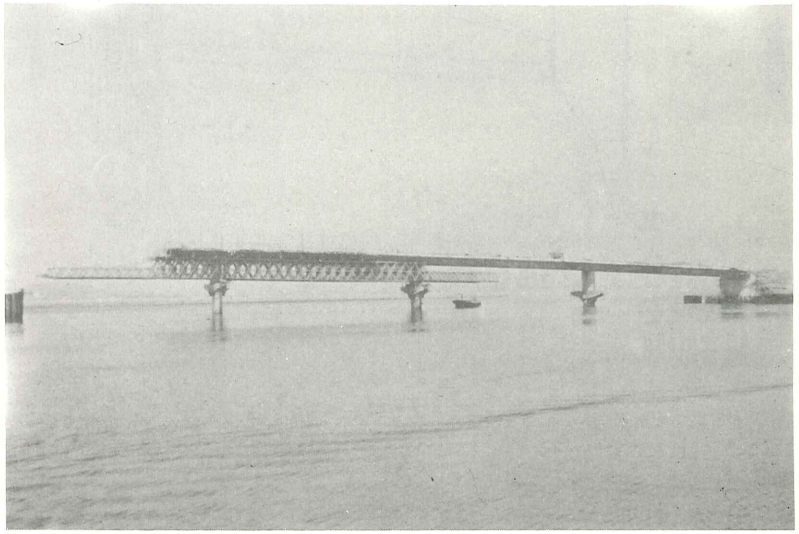


Fig. e).— Puente sobre la ría de Cubas. Detalle de las pilas.

591-2-142

Puentes por voladizos sucesivos.

F. del Pozo Vindel
Dr. Ing. de Caminos

El objeto de esta comunicación es la presentación de cinco puentes de carretera cuya característica común es el haber sido proyectados para su construcción por el método de avance en voladizos sucesivos. El proyecto ha sido desarrollado por el equipo de PROES, S.A.

Las estructuras que se van a comentar están representadas en el esquema 1 y son:

- Viaducto de Aulet.
- Viaducto de Las Lamas.
- Viaducto de Ruitelán.
- Puente sobre el Ebro.
- Viaducto de la Fuente del Azufre.

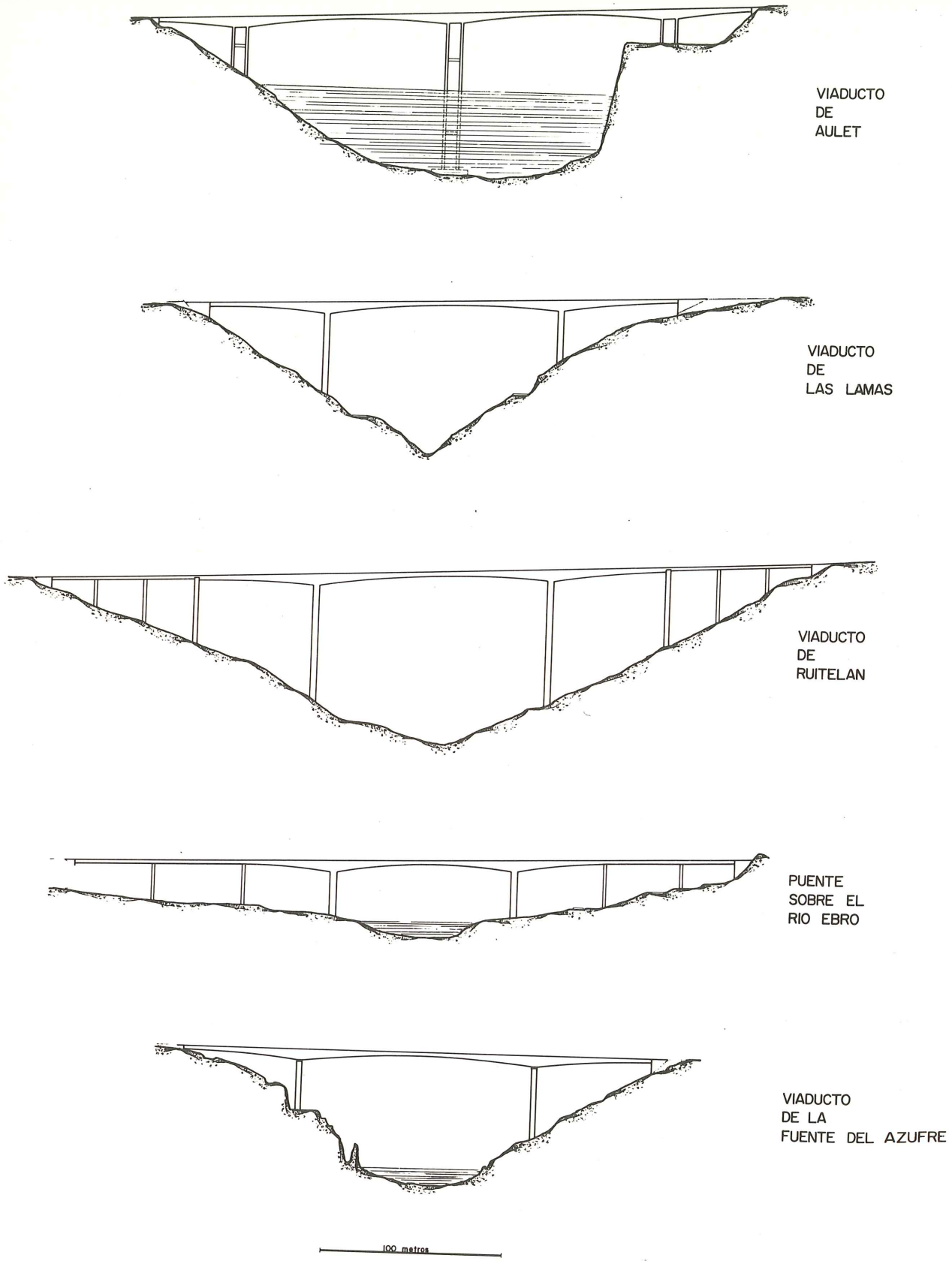
Las luces de los vanos principales de estos viaductos varian entre los 100 m. del Puente sobre el Ebro hasta los 130 m. de los viaductos de Ruitelán, Fuente del Azufre y Las Lamas.

Dada la importancia que para este tipo de luces tiene la disminución del peso propio de la superestructura, y debido a la facilidad que ello representa en la construcción, los tableros de todas las estructuras han sido resueltos mediante secciones en cajón monocelular (esquema 2) con anchos entre tabiques comprendidos entre 5 y 7 metros y fuertes voladizos que completan en cada caso el ancho total de las plataformas y que llegan a tener un vuelo de 3,50 metros a cada lado del cajón en los puentes más anchos. Esta disposición permite la obtención de anchos de plataforma, que en el caso de la Fuente del Azufre llegan a ser de 14,0 m. sin un aumento excesivo en el peso propio de la superestructura. Además el empleo de cajones monocelulares simplifica notablemente los carros de avance a emplear en la construcción, al disminuir el número de piezas móviles de los encofrados interiores, lo que permite velocidades de avance elevadas.

A continuación se comentan brevemente las características más sobresalientes de cada una de las estructuras.

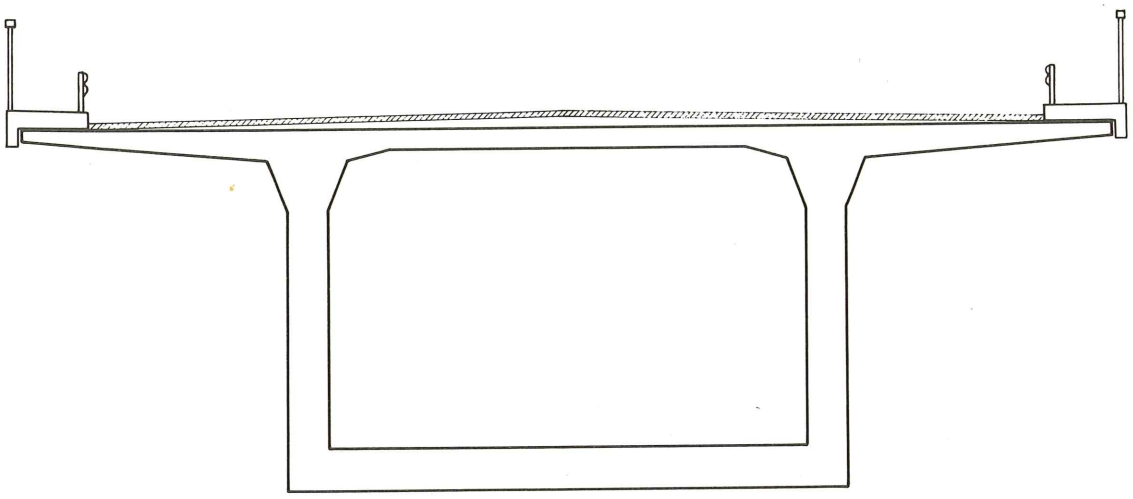
El viaducto de AULET es una estructura que permite el paso de la carretera N-230 de Tortosa a Francia por el Valle de Arán sobre el Embalse de Escalas en el río Noguera Ribagorzana. La estructura se halla situada en el tramo de Sopeira a Pont de Suert.

La elección de la solución estructural a adoptar venía muy condicionada por las características del terreno de cimentación existente en la zona. Existian como se puede ver en el


VIADUCTO
DE
AULET
VIADUCTO
DE
LAS LAMAS
VIADUCTO
DE
RUITELAN
PUENTE
SOBRE EL
RIO EBRO
VIADUCTO
DE LA
FUENTE DEL AZUFRE
100 metros

Esquema 1.

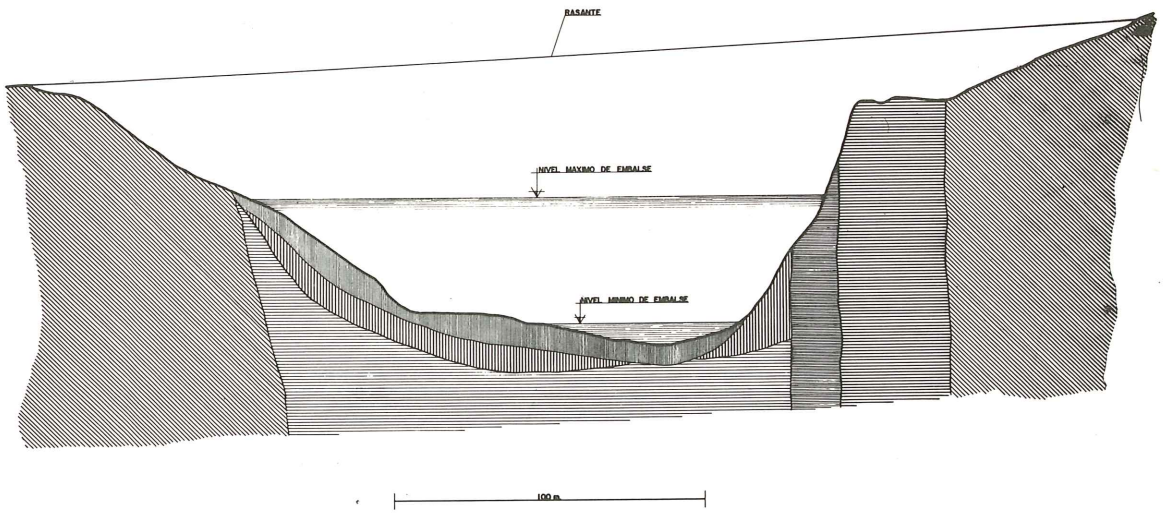
SECCION TIPO



Esquema 2.

esquema 3 dos zonas perfectamente aptas para recibir la cimentación que son el macizo ofítico de la izquierda (lado Aulet) y el crestón calizo de la ladera opuesta. Entre estas dos zonas y en la parte inundada por las aguas existen unos derrubios y acarreos con espesores entre 7 y 10 m y debajo una roca de yeso también apta para recibir cimentaciones. Por otra parte la altura de rasante, que llega a ser de 90 metros sobre fondo de embalse exigía la adopción de luces de importancia para evitar la repetición de pilas de gran altura, que encarecerían enormemente la obra. Finalmente en la elección de la solución tenían gran influencia las posibilidades constructivas de la misma.

VIADUCTO DE AULET



Esquema 3.

Con los condicionantes ya mencionados se plantearon cuatro posibles soluciones que fueron:

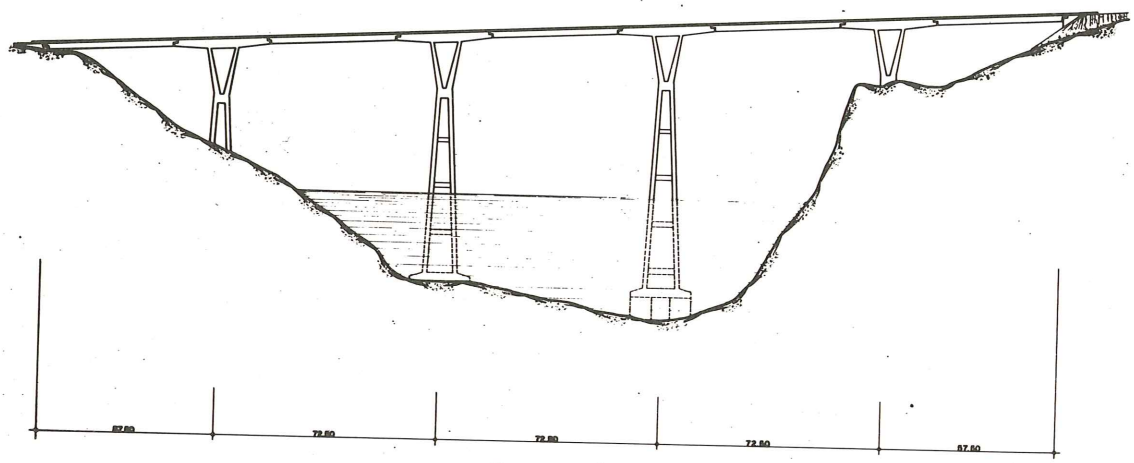
- Estructura isostática en cantilever.
- Estructura en arco.
- Estructura en tramo continuo.
- Estructura atirantada.

En un primer tanteo se desechó la solución atirantada por ser la más costosa y de más difícil construcción al precisar de unos medios auxiliares de obra muy poco normales.

La solución isostática planteada (esquema 4) constaba de cinco tramos de 57,5 m. los

VIADUCTO DE AULET

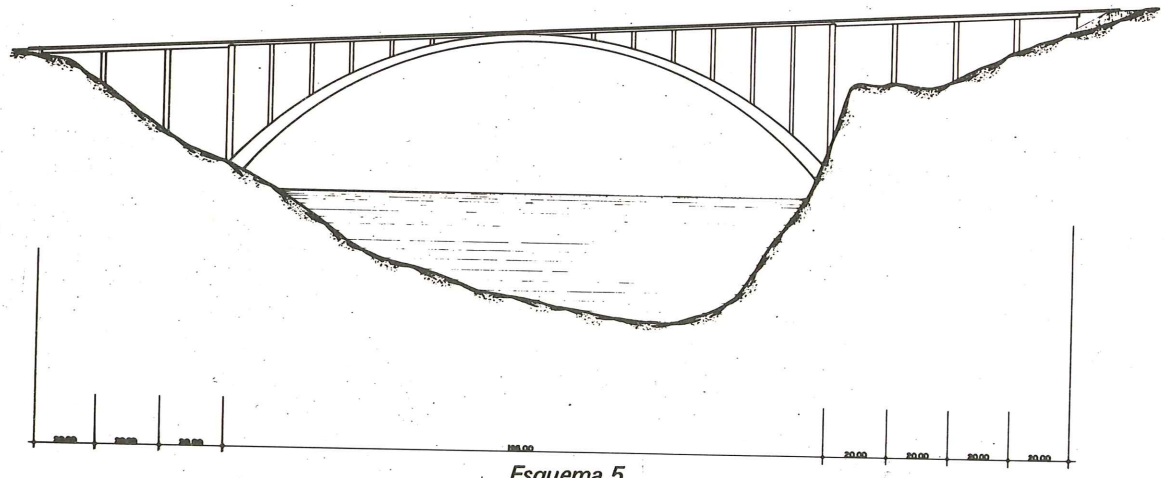
SOLUCION ISOSTATICA



Esquema 4.

VIADUCTO DE AULET

SOLUCION ARCO



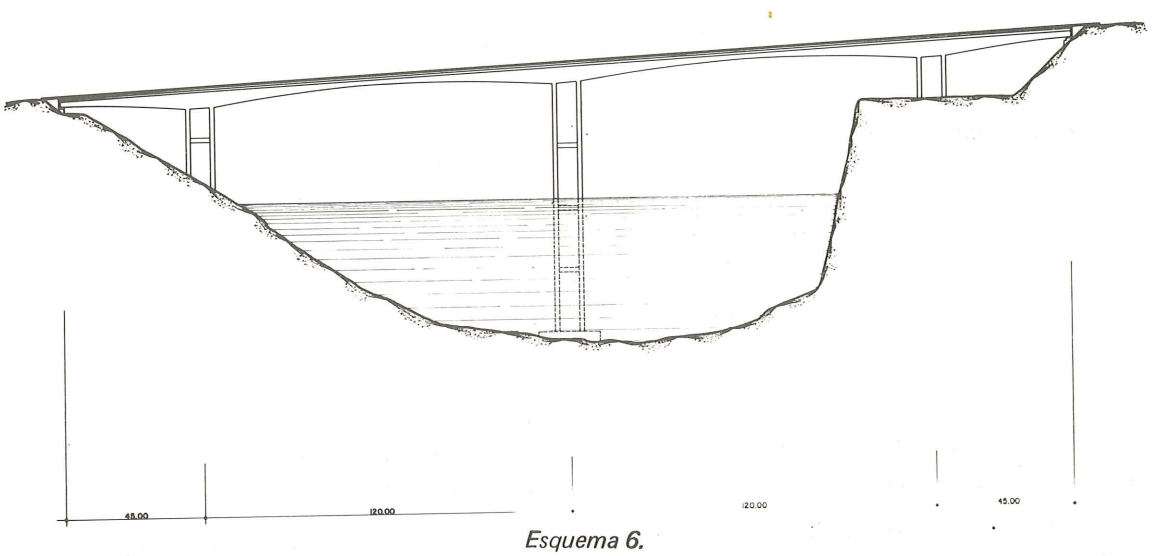
Esquema 5.

extremos y 72,5 m los centrales. Esta solución presentaba el inconveniente de necesitar dos pilas dentro del embalse con cimentaciones muy costosas. Además dado su carácter isostático no se obtenía un adecuado reparto de las fuerzas horizontales, en este caso muy importantes al estar la estructura situada en zona sísmica de grado VIII.

En cuanto a la solución arco (esquema 5) las características del terreno de cimentación exigían una luz mínima de 195 m. Además, frente a los posibles esfuerzos horizontales debidos al sísmo el comportamiento de la estructura como viga-balcón no es el más adecuado produciendose grandes esfuerzos en arranques. A esto habría que añadirle las dificultades constructivas previsibles en este tipo de solución.

Por todas estas razones se adoptó finalmente la solución en tramo continuo que se representa en el esquema 6.

VIADUCTO DE AULET



Esquema 6.

El puente consta de cuatro vanos de 45-120-120-45 m de luz con un ancho total de plataforma de 10 m. Las tres pilas están formadas por dos tabiques macizos de 1,30 m de canto arriostradas entre sí cada 20 m por traviesas. Las pilas van empotradas en el tablero. Esta disposición permite la construcción de la superestructura por voladizos sucesivos sin necesidad de emplear apoyos provisionales. Por otra parte la flexibilidad de los dos tabiques frente a movimientos horizontales disminuye en gran medida las pérdidas en el pretensado de continuidad de los centros de vano al permitir acortamientos del tablero sin grandes esfuerzos. La pila central, que es la más alta, mide 85 m. de altura.

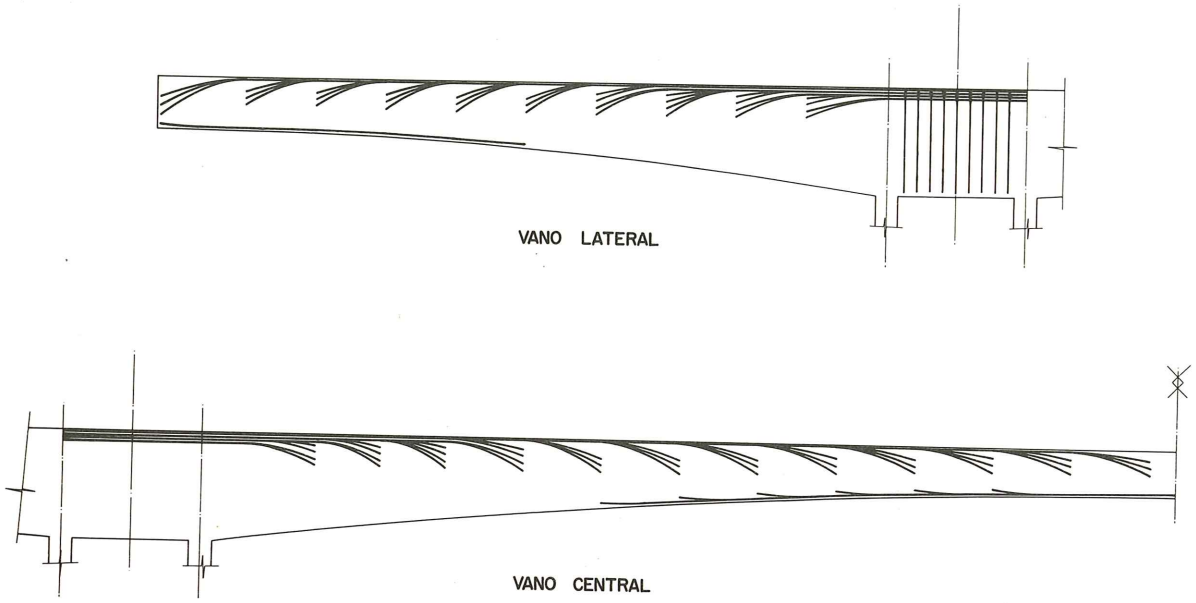
La cimentación de los estribos y pilas laterales se realiza mediante zapatas superficiales. La cimentación de la pila central se hace mediante cuatro cajones hincados por aire comprimido de 8,50 metros de diámetro y 20 m. de profundidad.

El canto varía parabólicamente de 3 m sobre estribos a 6,20 m sobre pilas y 2,65 m en centros de vano.

El pretensado de la estructura (esquema 7) está formado por cuatro familias. En primer lugar el pretensado de voladizo formado por 80 cables que se van anclando en los frentes de dovelas y con un esfuerzo total de tesado de 12.600 T. En segundo lugar el pretensado de continuidad en vanos centrales formado por 24 cables que se anclan en el interior del cajón con un esfuerzo total de 3.800 T. El pretensado de momentos positivos en vanos laterales formado por 6 cables con un esfuerzo total de 950 T y finalmente el pretensado vertical de almas en la zona de apoyos en pilas formado por 9 cables en cada alma con un esfuerzo total de 830 T por alma.

Los viaductos de Ruitelan y Las Lamas se hallan enclavados en la variante de la carretera CN-VI de Madrid a La Coruña dentro del Plan de Accesos a Galicia en el tramo Ambas-

VIADUCTO DE AULET

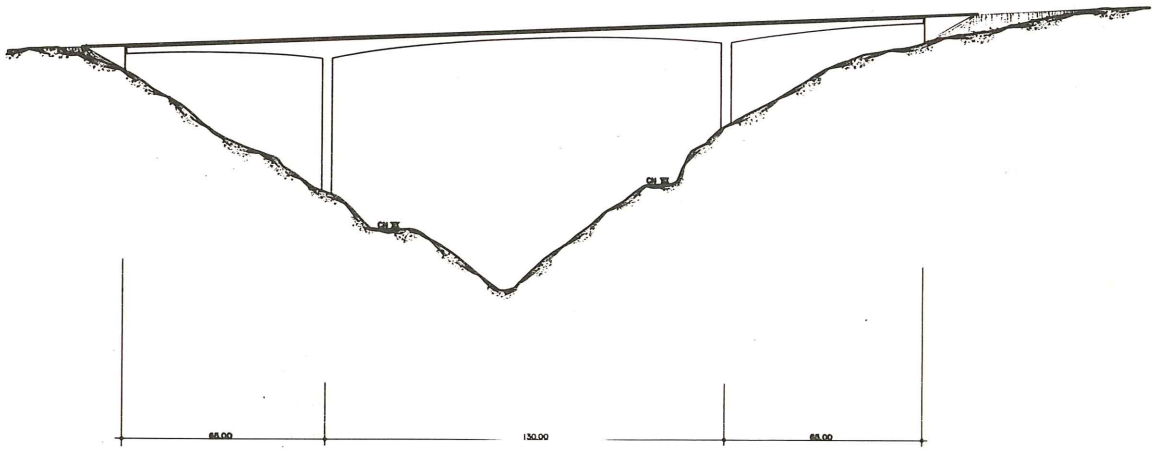


Esquema 7.

mestas-Piedrafita y permiten salvar sendos barrancos situados en las localidades del mismo nombre. La plataforma en ambos casos es de 10 m. de ancho.

La solución adoptada en ambas estructuras dadas las similares características del perfil del terreno es prácticamente la misma por lo que se describen conjuntamente los dos viaductos.

VIADUCTO DE LAS LAMAS

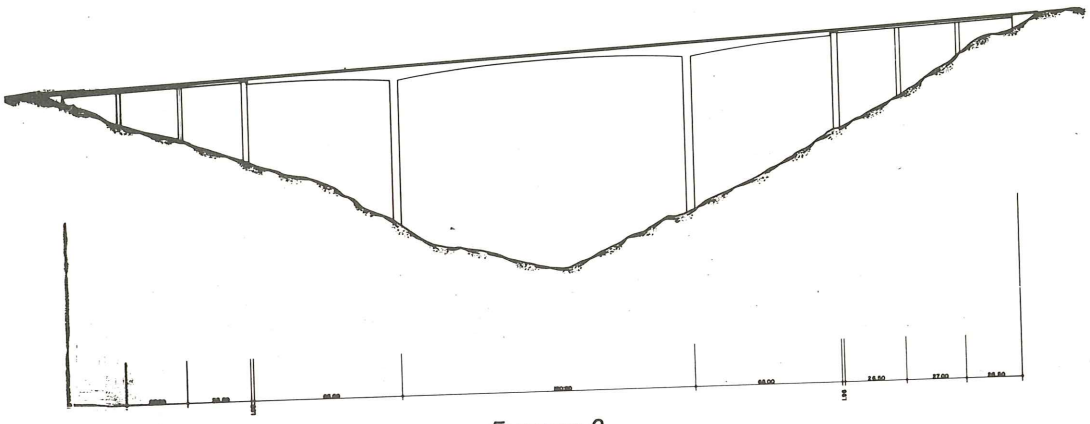


Esquema 8.

El esquema estructural adoptado corresponde al pórtico en π con un vano central de 130 metros y dos laterales de compensación de 65 m. El dintel, de canto variable entre 2,50 m. en extremos de vanos laterales y centro de vano principal a 6,25 m. en apoyos sobre pilas, se empotra en estas. En el caso del viaducto de Las Lamas los vanos laterales apoyan directamente en los estribos (esquema 8).

En el viaducto de Ruitelán (esquema 9) el pórtico ya comentado se completa en cada lado con sendas estructuras de acceso formadas cada una de ellas por tres vanos isostáticos con luces entre pilas de 27 m. y superestructura resuelta mediante cuatro vigas en V de 1,60 m. de canto unidas por un forjado hormigonado "in situ" de 20 cm de espesor que materializa la plataforma. La longitud total de este viaducto es de 420 m.

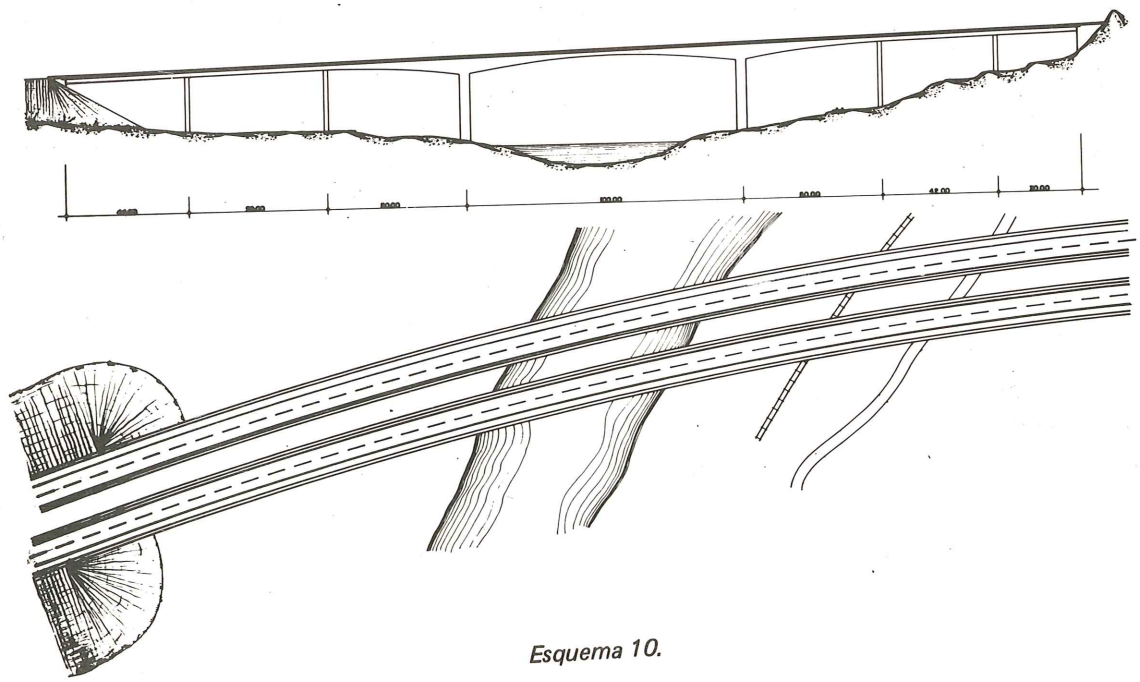
VIADUCTO DE RUITELAN



Esquema 9.

Las pilas de los pórticos principales con sección hueca de 6,0 x 3,0 m. y tabiques de 50 cm. fueron construidos mediante encofrado deslizante. En el viaducto de Las Lamas presentan alturas de 42 y 53 m. mientras que en el caso de Ruitelán las alturas de pilas son respectivamente de 78 y 70 m. La elección de pilas flexibles con las ventajas que ello representa respecto a los efectos horizontales presenta sin embargo los inconvenientes derivados de los fenómenos de inestabilidad elástica agravados en el proceso de ejecución de las T exentas. Esto es debido a que el vínculo superior que introduce el tablero en fase de servicio proporciona una carga de pandeo siempre superior a la obtenida para un elemento en construcción.

PUENTE SOBRE EL RIO EBRO



Esquema 10.

En el presente caso la estabilidad provisional durante esta fase se consiguió mediante un apoyo intermedio en el fuste de modo que la carga de pandeo del elemento libre superior al apoyo fuera igual a la del conjunto pila-apoyo provisional.

La construcción que está realizando le empresa CONDOTTE OFESA está prácticamente terminada en el viaducto de Ruitelán y se halla en fase de avances en voladizo en el de Las Lamas.

El pretensado de ambas estructuras se está realizando con el sistema FREYSSINET empleándose cables de 12T15.

El puente sobre el río Ebro en Conchas de Haro es una estructura doble que permite el paso sobre el río de las dos calzadas de la Autopista Vasco-Aragonesa en el tramo Haro-Zambrana. Esta estructura debido a posteriores variaciones del trazado de la autopista no va a ser construida, aunque por sus especiales características se ha creido interesante describirla (esquema 10).

Debido a la anchura del río en el cruce con la autopista y con objeto de no cimentar en el cauce era necesaria una luz central mínima de 100 m. Este vano central se compensaba con dos laterales de 50 m. que permitian su construcción simétrica por voladizos sucesivos. Eran por otra parte necesarios unos accesos de 94 m. y 72 m. Con objeto de disminuir el número de pilas en estos accesos, dadas las dificultades de cimentación que hubieran encarecido notablemente la estructura, se proyectaron unos viaductos de acceso continuos con luces de hasta 50 m. Para conservar el canto del puente principal que era de 2,50 en apoyos laterales y dada la gran esbeltez que esto suponía en los vanos de acceso se adoptó la solución de hacerlos continuos con el tramo principal mediante el adecuado pretensado de continuidad que permitia una mejor distribución de esfuerzos entre apoyos y centros de vano.

La estructura quedaba por lo tanto configurada como una viga continua con luces de 44 y 50 m. con un canto constante de 2,50 m en el acceso lado Zambrana, el puente principal con luces de 50, 100 y 50 m con canto variable de 2,50 a 6,25 m sobre pilas en la que queda empotrado el tablero y dos vanos de 42 y 30 m en el acceso lado Haro con canto constante de 2,50 m.

La estructura era doble para permitir el paso de cada una de las calzadas con anchos de 13 metros en cada plataforma y con un desarrollo curvo en planta encontrándose situada en una clotoide de transición entre dos curvas circulares con radios de 1000 y 1500 m.

El pretensado de voladizo sobre pilas del puente principal está formado por 72 cables con un esfuerzo total de 11.400 T. El pretensado de continuidad en el vano central de 100 m de luz es de 4800 T y está formado por 30 cables. El pretensado de continuidad con los accesos está formado por 16 y 18 cables con esfuerzos totales de 2500 y 2800 T respectivamente (véase esquema 11).

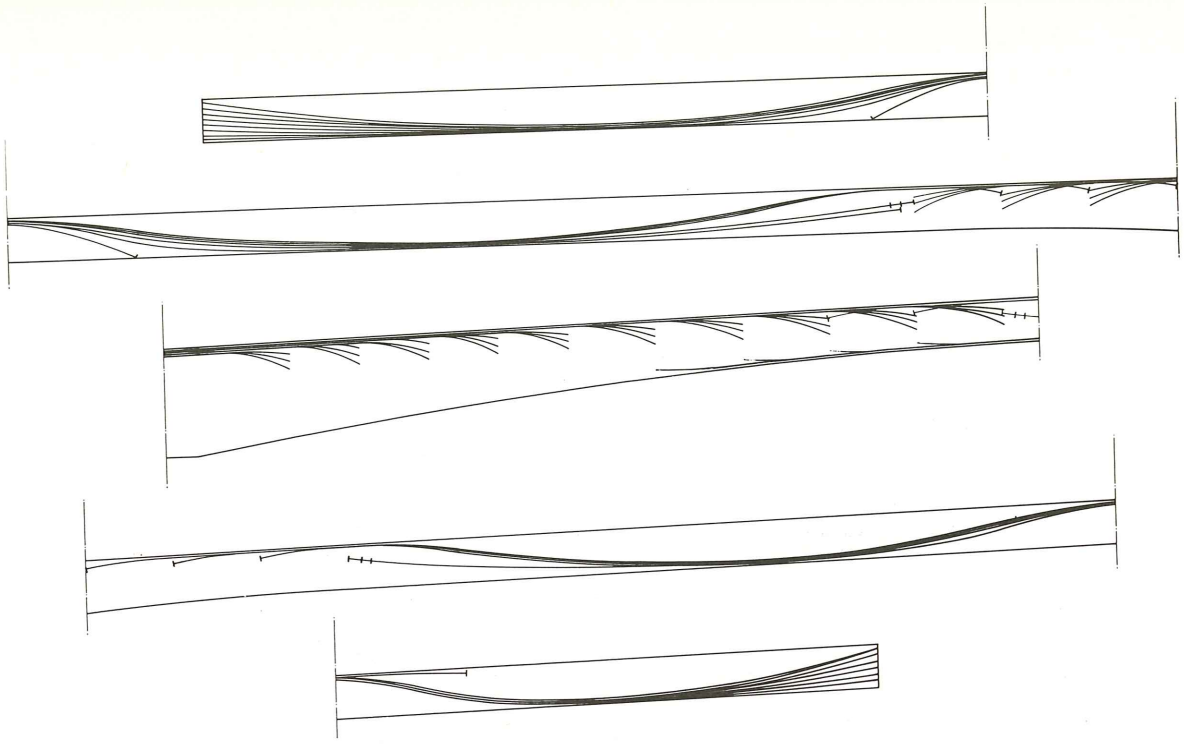
Por último el viaducto de la Fuente del Azufre se encuentra situado en los accesos a Galicia en el tramo Ponferrada-Villafranca del Bierzo y su objeto es salvar el río Sil a su paso por Ponferrada.

La forma de la cuenca con gran profundidad y la dificultad de cimentación tanto en el fondo con fuertes espesores de acarreos como en una de las laderas en que existía una falla de importancia obligaban a una luz central importante. La solución que en definitiva se adoptó fue una viga continua con una luz central de 130 m compensada con dos laterales de 65 m. (véase esquema 12).

Las pilas con alturas de 48 y 32 m con sección en cajón de 3 x 7 m y espesores de 40 cm se construyeron con encofrados deslizantes.

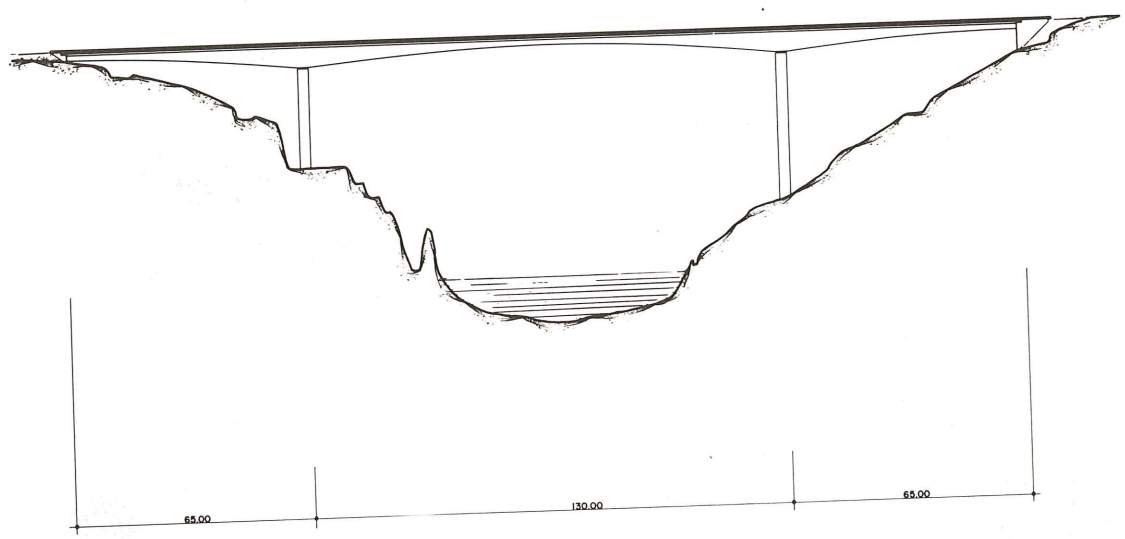
Dado que la pila más baja, es decir la más rigida era la que presentaba mayores proble-

PUENTE SOBRE EL RIO EBRO



Esquema 11.

VIADUCTO DE LA FUENTE DEL AZUFRE

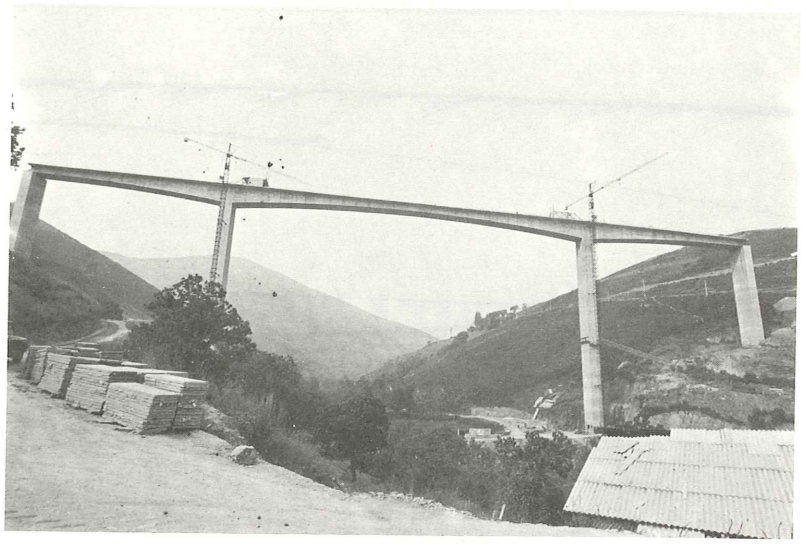


Esquema 12.

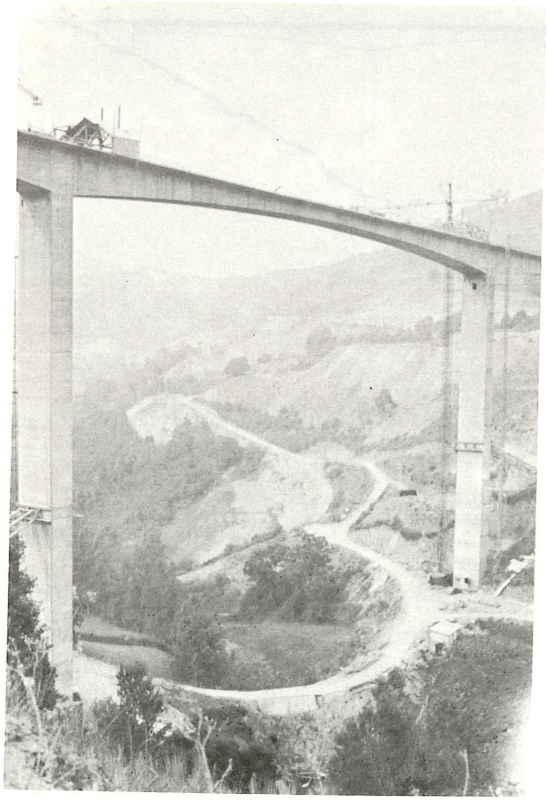
mas de cimentación y con el fin de no agravarlas con esfuerzos derivados de la.excentricidad de la carga vertical no se empotraron las pilas al tablero sino que se realizó una articulación deslizante mediante apoyos de neopreno-teflón. Con esto no aparecian momentos longitudinales debidos a la descompensación de cargas y los efectos de las deformaciones diferidas, temperatura, frenado y pretensado de continuidad quedaban reducidos al pequeño rozamiento de este tipo de apoyos. Esta disposición si bien liberaba la cimentación de esfuerzos adicionales presentaba el problema de su estabilidad durante la construcción. Esta circunstancia obligó a una solidarización provisional mediante torres metálicas ancladas al tablero y capaces de resistir esfuerzos de tracción y compresión.

El tablero tiene un canto variable entre 2,50 m y 6,25 m sobre pilas y el ancho de la plataforma es de 14 m.

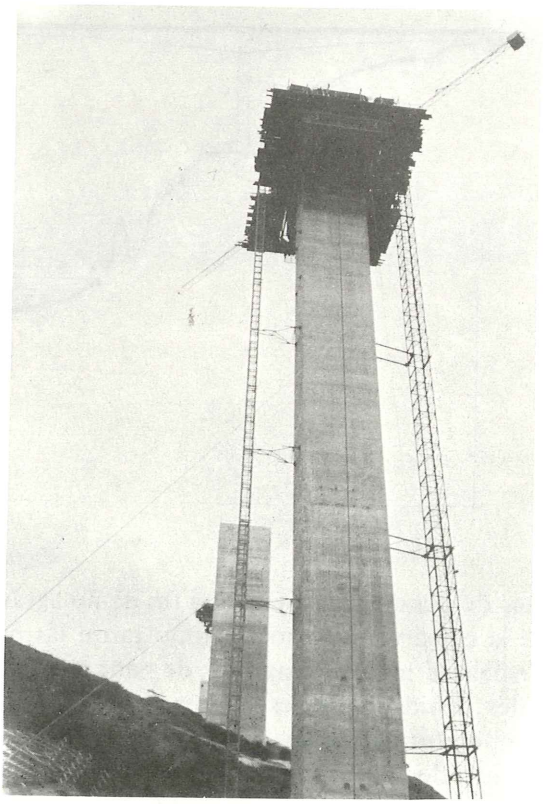
La construcción fue terminada en el año 1977 y corrió a cargo de la empresa M.Z.O.V. El sistema de pretensado empleado fue el FREYSSINET y se usaron cables de 12 T 15.



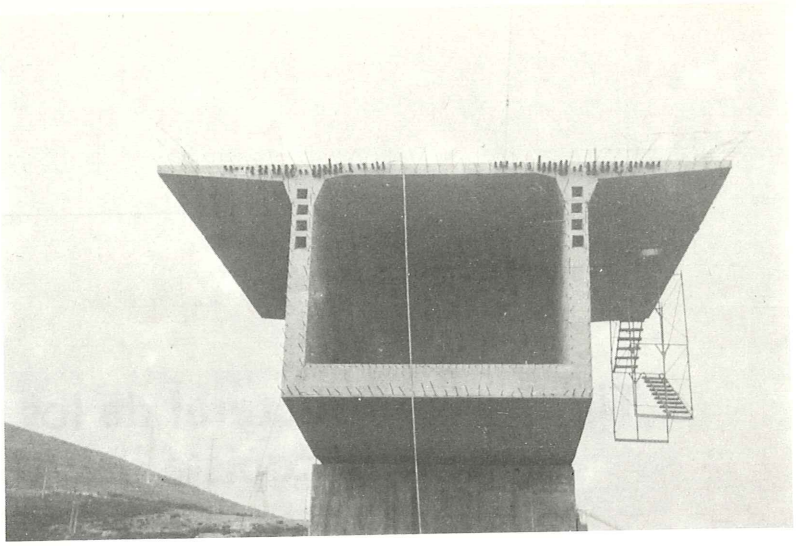
a) Viaducto de Ruitelán - Vista de conjunto.



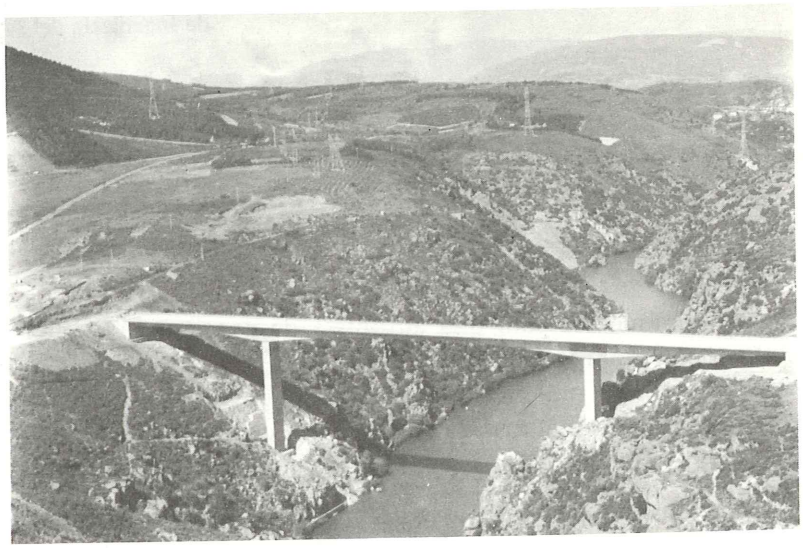
b) Viaducto de Ruitelán - Vano central.



c) Viaducto de Las Lamas - Construcción de las pilas.



d) Viaducto de la Fuente del Azufre - Frente de avance.



e) Viaducto de la Fuente del Azufre - Vista de conjunto.

591-2-143

Tipología estructural de los puentes de la Autopista del Atlántico.

Rafael Barredo de Valenzuela
Jefe del Departamento de Estructuras
de Ingeniería del Atlántico (IDASA)

El proyectista de estructuras que tiene que realizar los estudios para la reposición de pasos a lo largo de la traza de una autopista, se encuentra con unos condicionantes muy distintos al que se le plantean en el estudio de estructuras especiales.

Cuando es normal que para el proyecto de una estructura se dediquen tres y cuatro meses desde sus primeros pasos, en los proyectos de autopistas nos vemos obligados a producir cuatro o más pasos por mes y técnico.

Si hacemos unos números, para una autopista de doscientos kilómetros, como es la Autopista del Atlántico, comprobamos que con una media de uno para cada 400 metros y con un coste por obra de ocho millones, tenemos que el coste total de las reposiciones de caminos correspondiente a las estructuras, es del orden de cuatro mil millones de pesetas, o sea que a lo largo de la traza vamos a tener repartido más de un Puente de Rande.

Además de las urgencias en la redacción del proyecto, hay que contar que en la realización de las obras se van a producir las mismas necesidades de tiempo. Incluso hay que estar preparado para la respuesta a las necesidades que van a plantear en algún momento los afectados en las negociaciones con la Concesionaria.

Todas estas premisas nos llevó a plantear un proceso de prefabricación al máximo posible.

No voy a entrar en el detalle del estudio de los prefabricados, aunque sí quiero decir que además de las premisas generales de toda prefabricación; rapidez de montaje, estética, rentabilidad y aprovechamiento al máximo de los recursos, nos encontrábamos con otra necesidad: elementos no muy grandes, para poder realizar el transporte cómodamente por la red viaria de la zona y no necesitar transportes especiales que entorpecieran el tráfico y obligaran a permisos especiales.

Problemas posteriores con el adjudicatario de la prefabricación, obligó a interrumpir ésta y tuvimos que realizar proyectos que fueran posibles normalizar su ejecución a pie de obra.

Voy a enseñarles, en primer lugar, unas fotografías de los pasos inferiores en cajón, que aunque individualmente son pequeños, su gran volumen les hace importantes.

En la fig. 1 se ve el montaje de las piezas prefabricadas, viéndose en la fig. 2 la zona a hormigonar en obra. En la fig. 3 se ve un cajón acabado y en la fig. 4 la impermeabilización de las juntas.



Fig. 1.

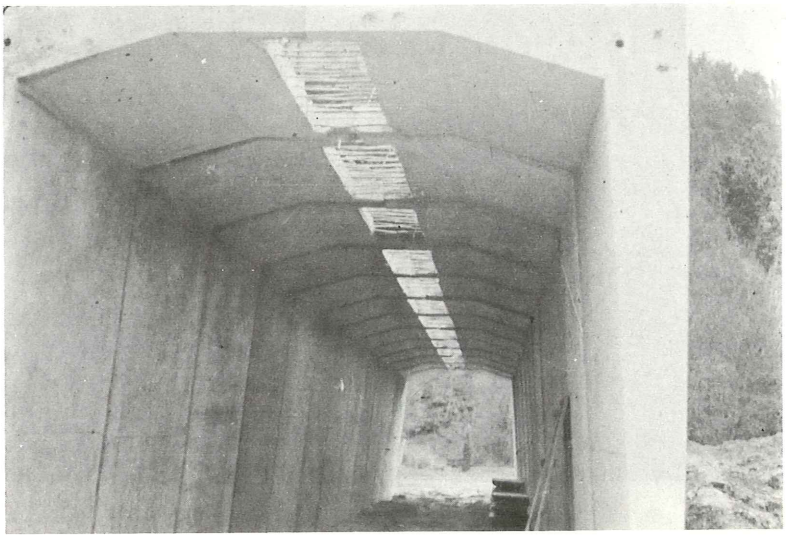


Fig. 2.

A continuación voy a mostrarles la solución adoptada para pasos inferiores de mayor luz.

Con objeto de rentabilizar los moldes de los prefabricados, realizamos unos pasos inferiores en que el tablero se efectuaba con vigas V de forma análoga al paso superior prefabricado, que posteriormente veremos, pero con 1,20 m de canto en lugar de 0,80 m. El molde era el mismo, situando una bancada dentro del molde para reducir canto cuando se fabricaban las vigas de 0,80 m.

Con objeto de descargar los empujes sobre estribos, hay que tener en cuenta que la sobrecarga de tierras podría llegar hasta diez metros de altura para luces pequeñas, hicimos solidarias las vigas con los estribos hormigonando la losa conjuntamente con el tabique de los mismos. Con ello estos estribos los consideramos para el cálculo como apoyados en cabeza, lo cual permitió disminuir sensiblemente la armadura de los mismos.

En la fig. 5 se ve el arriostramiento de zapatas para el cierre del marco y en las fig. 6 y 7 se ven dos obras acabadas.

Respecto a los pasos inferiores en general, quiero hacer una observación en contra de

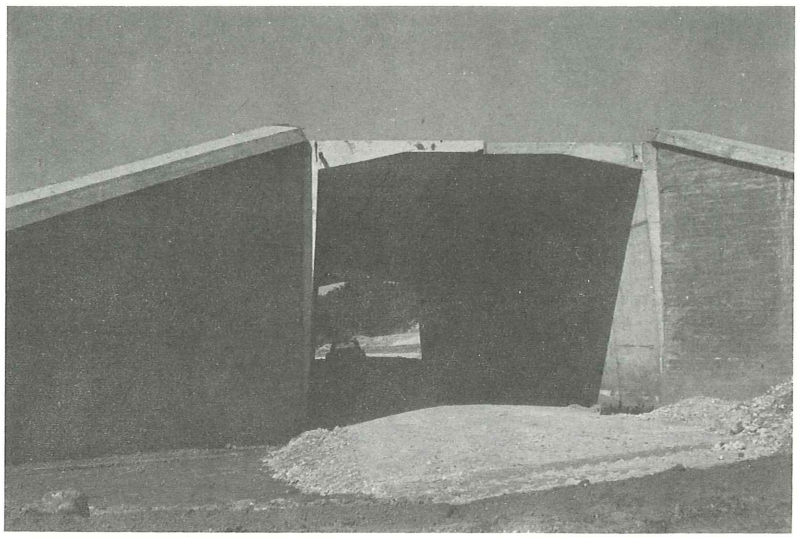


Fig. 3.

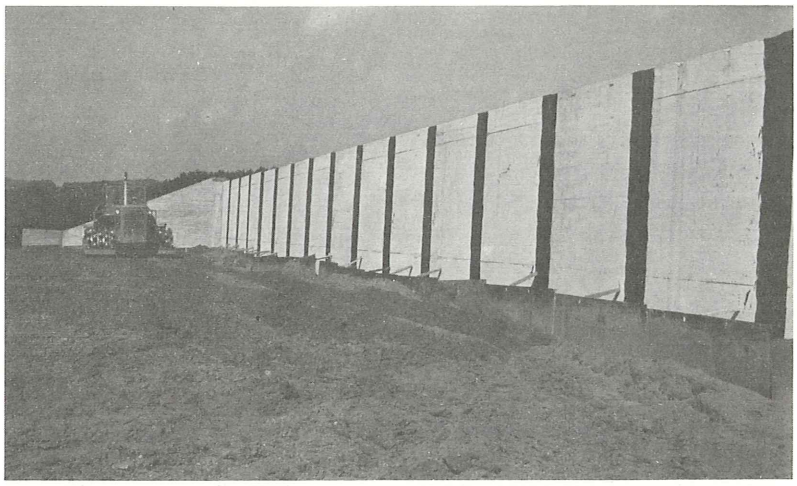


Fig. 4.

un criterio muy extendido, nosotros también lo teníamos inicialmente, y es que se cree que los pasos inferiores son más baratos que los superiores, lo cual no es cierto pues suelen ser del mismo orden o incluso más caros; además para una obra, como una autopista, de gran número de elementos para el movimiento de tierras los pasos inferiores son una interrupción que perjudica a la misma. Ello hace que cuando la decisión de la situación del paso vaya a ser en función de la estructura, sea más conveniente pensar en el paso superior, siempre que tengamos estudiados los medios que proporcionen una rapidez y facilidad de ejecución.

El siguiente tipo que les voy a presentar es el paso prefabricado superior. Como con las figuras queda suficientemente descrito se muestran seguidamente éstas.

En la fig. 8 se ven los cálices para la sujeción de las pilas. Los hierros salientes que se ven es para la terminación de los cálices una vez fijadas las pilas, que es el remate que posteriormente se verá una vez acabada la obra. Los cálices tienen una cimentación común en cada línea de apoyos.

En la fig. 9 se ve el montaje de una pila y en la fig. 10 la pila montada y sujeta provisionalmente hasta que se sitúe la viga sobre ella y se compruebe el replanteo.

En la fig. 11 se ven todas las pilas de un paso ya situadas en los cálices.

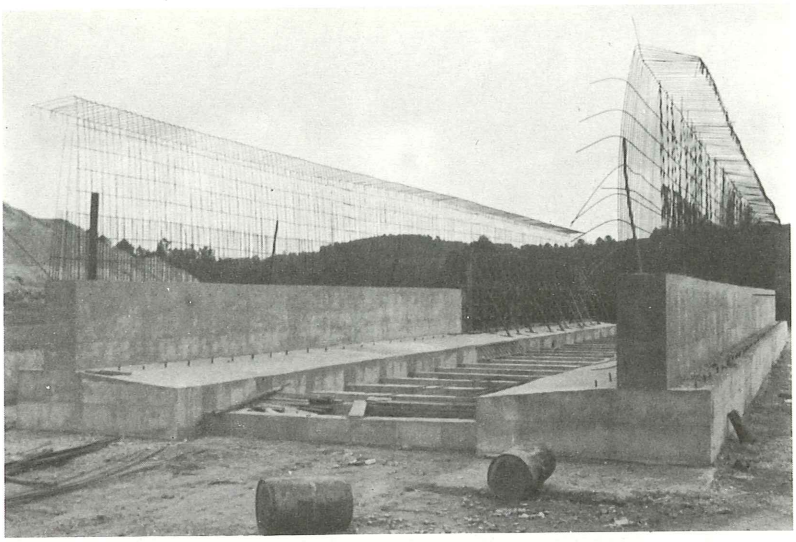


Fig. 5.

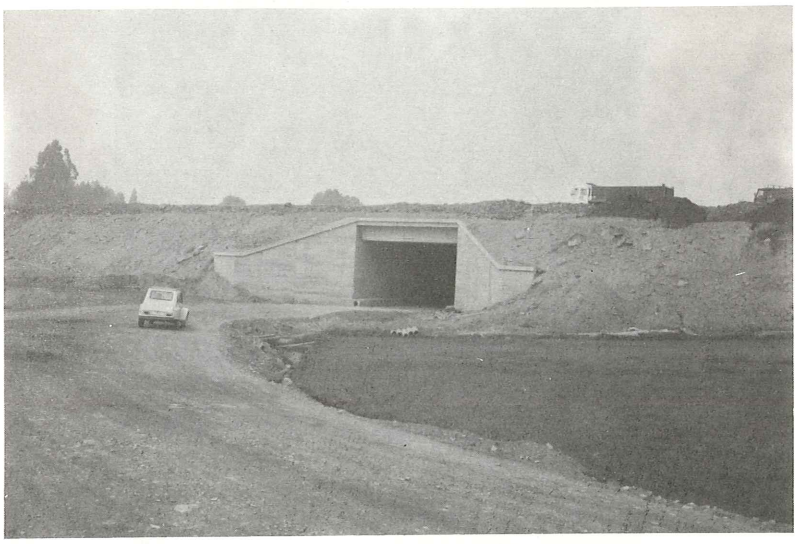


Fig. 6.

En la fig. 12 se están colocando las vigas que van sobre las pilas, cuya fijación se realiza a través de las barras roscadas situadas en las pilas, y con posterior apriete con llave dinamométrica tarada. En la fig. 13 el paso se encuentra en disposición de recibir las vigas de cierre. Con estas vigas de cierre es con las que producimos las distintas longitudes de los pasos en función de las necesidades de luces. A continuación vemos en la fig. 14 un paso totalmente terminado.

Estas vigas eran asimismo aprovechadas para pequeños viaductos, aunque hubo que recurrir en muchos casos a vigas comerciales, por los problemas indicados de la prefabricación (fig. 15 y fig. 16).

A continuación voy a mostrarles algunas de las losas de canto constante y sección maciza hiperestáticas realizadas "in situ".

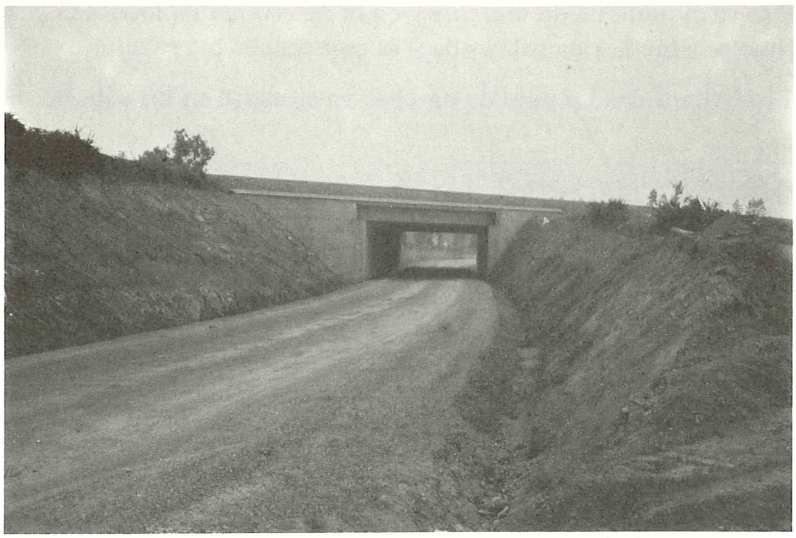


Fig. 7

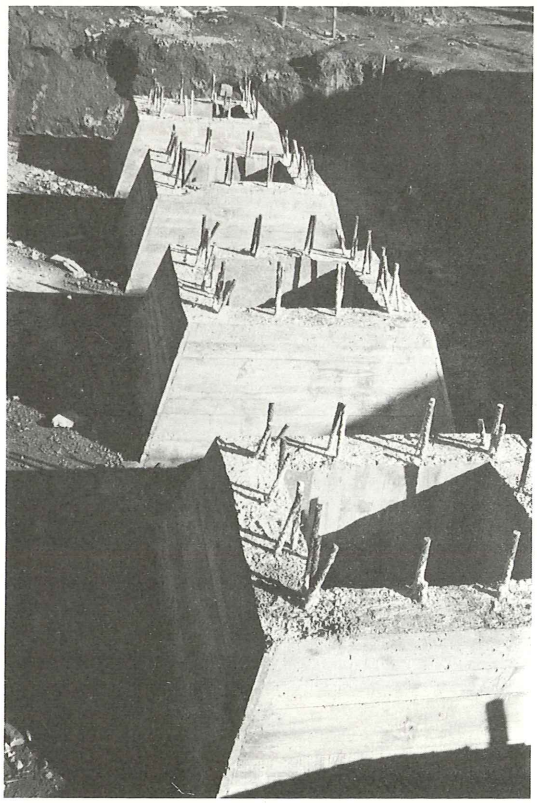


Fig. 8

Las primeras que vamos a ver corresponden a losas de luces centrales de 18,00 a 21,00 m., canto de 0,90 m y 7,10 m de ancho.

Por su gran número se recurrió en obra a procedimientos que agilizaran su construcción al máximo, habiéndose logrado rendimientos sorprendentes, lográndose tener una losa, ya descimbrada en menos de un mes desde el inicio de la cimentación.

En la fig. 17 se ven los elementos de cimbrado.

En la fig. 18 se encuentra la armadura montada fuera de la obra, para ser elevada a la

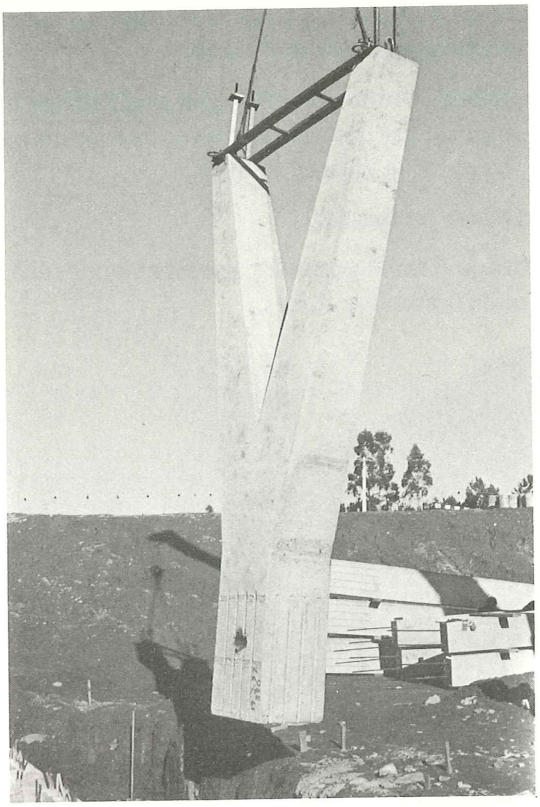


Fig. 9

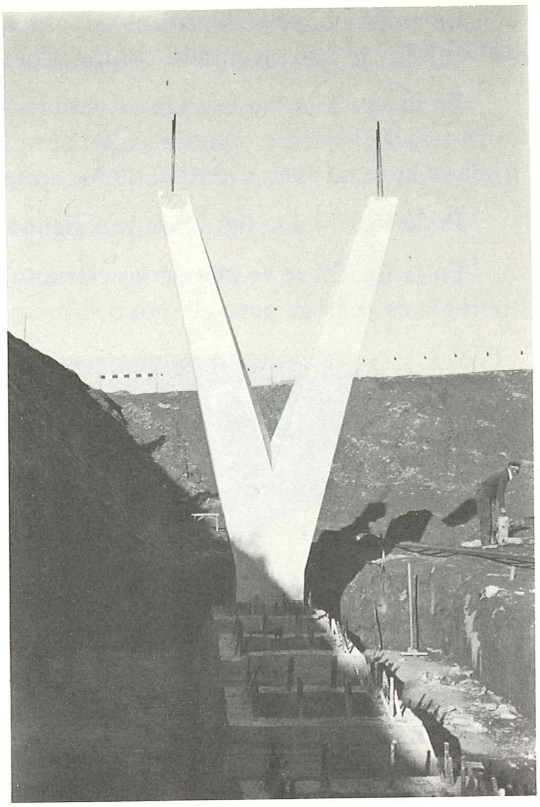


Fig. 10

misma. El hecho de no llevar aligeramientos ha permitido una gran facilidad de la ejecución con disminución de los plazos.

Una gran preocupación que hemos tenido en el cálculo de las losas es el estudio de las zonas de apoyo, donde se concentran una gran cuantía de armaduras. A través de los programas de ordenador realizados, hemos sacado una serie de resultados que nos han permitido conocer más a fondo dichas zonas, con lo cual se ha podido distribuir mejor la armadura, dando mayor facilidad al hormigonado de estas zonas tan delicadas. En las fig. 19, 20 y 21, se ven detalles de la armadura.

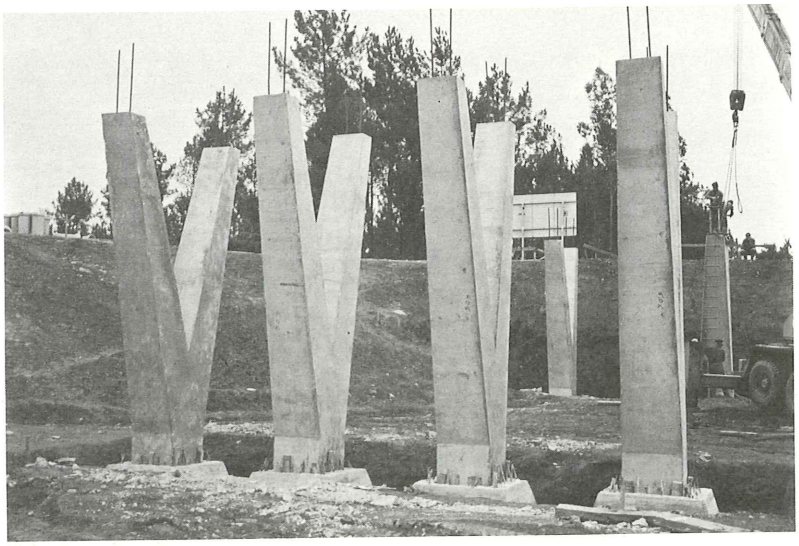


Fig. 11

En la fig. 22 se ve la cabeza de las losas, donde se destaca que tanto las impostas como los bordillos se han ejecutado conjuntamente con el hormigonado de la losa.

En la fig. 23 se ve la zona de apoyos sobre estribos, donde dejamos gran separación entre riostra y el estribo con objeto de permitir la limpieza, así como la introducción de un gato plano ante un fallo eventual de los apoyos a lo largo de la vida de la obra.

De la fig. 24 a la fig. 28 se ven algunas de las obras realizadas.

En la fig. 29 se ve una de las estructuras realizada para el paso de carretera comarcal. La tipología es análoga pero el apoyo sobre pilas se realizó con dos fustes.

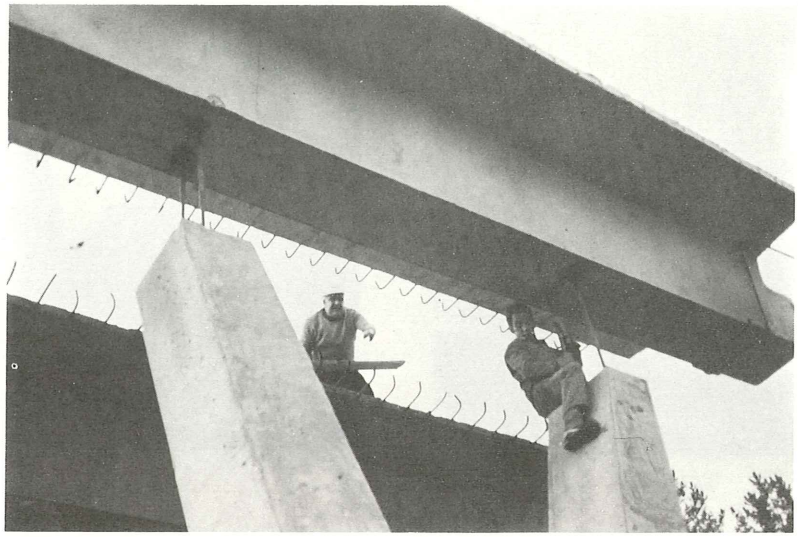


Fig. 12.

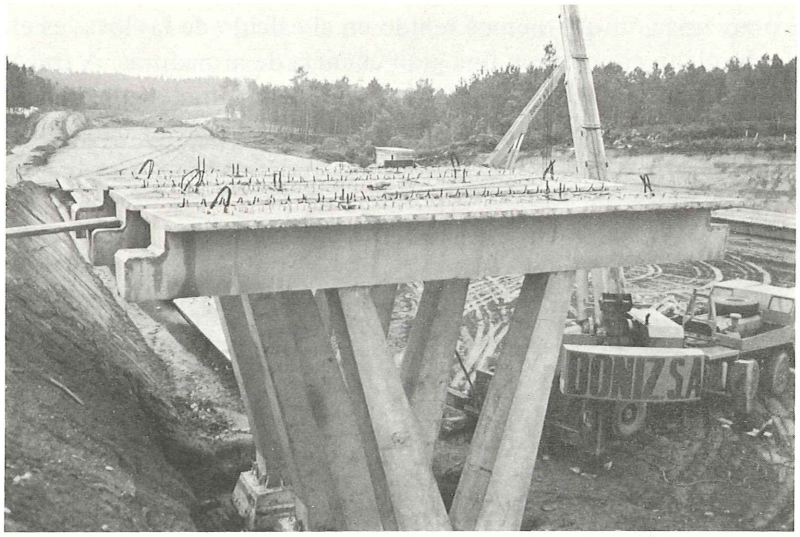


Fig. 13.

A continuación vemos la solución adoptada para el paso de la autopista sobre la nacional 550 (fig. 30). Se trata de dos losas paralelas de tres vanos con luz central de 28,50 m. El ancho de las mismas es de 13,40 m. con un canto de 1,20 m. Estas son las losas de mayor luz construidas con losa maciza, aunque se está construyendo una losa de luz central de 30,00 m con la misma tipología. Estas son las luces que hemos considerado como máximas sin aligeramientos del nucleo de las losas.



Fig. 14

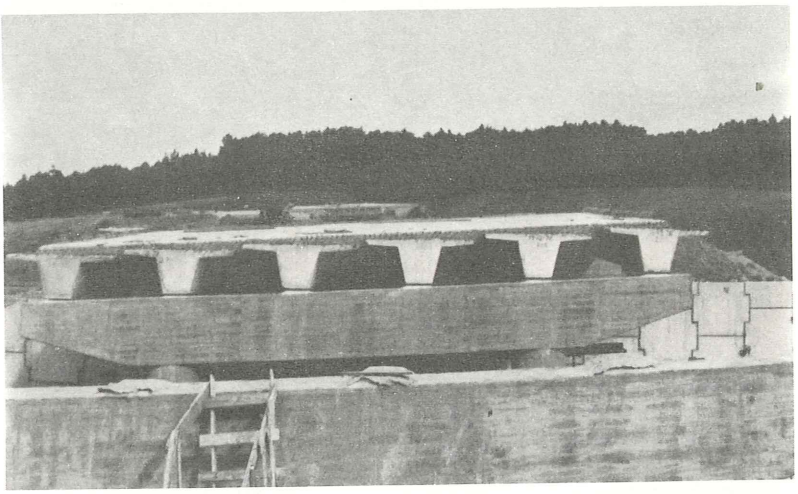


Fig. 15

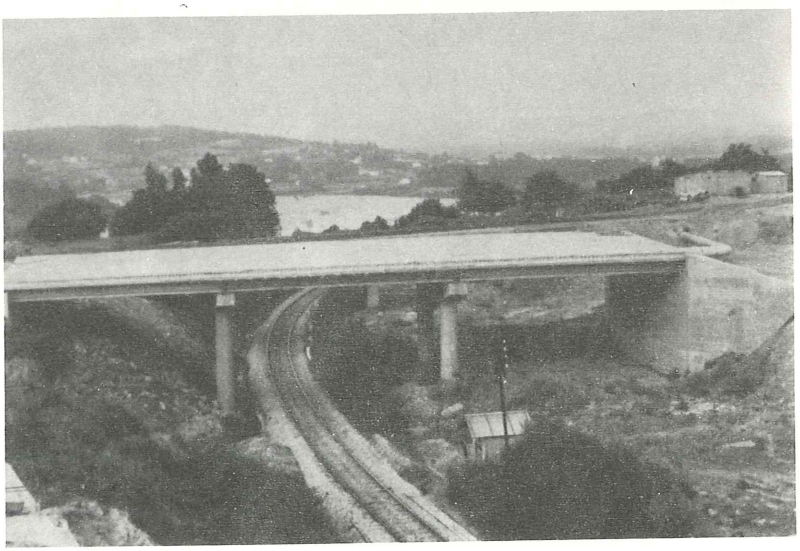


Fig. 16

En las fig. 31 y 32 se ve una de las losas del intercambiador de Cecebre con luz central de 22,00 m., un ancho de 13,40 y 1,00 m. de canto.

Por último voy a mostrarles, fig. 33 y 34 la losa realizada para el Enlace de Ordenes.Debido al ancho de este paso, de 18,00 m, se trata de una losa de dos nucleos hormigonados, separadamente y posteriormente unidos en su zona central.

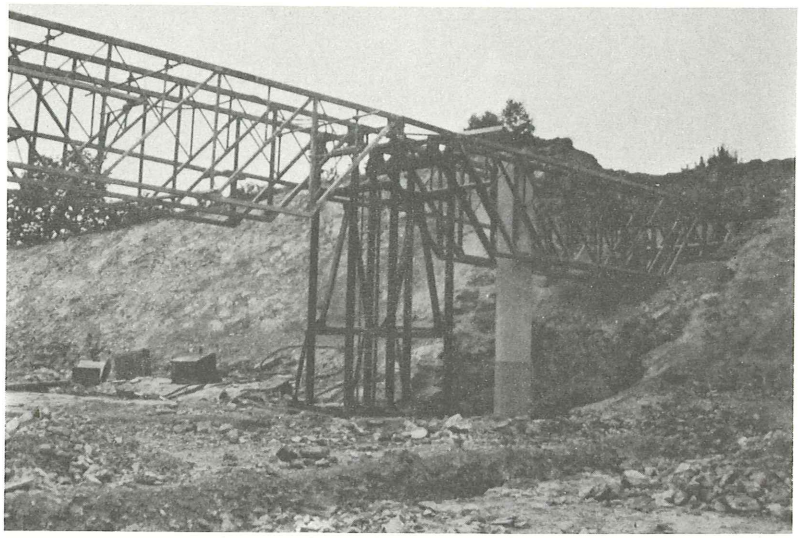


Fig. 17.

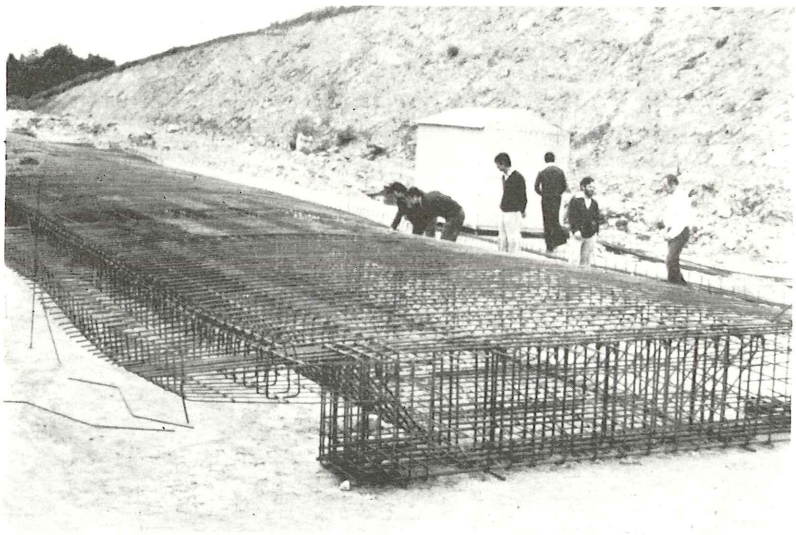


Fig. 18.

En otra ocasión esperamos presentarles las estructuras con tipología especial realizadas.

Como es natural, este trabajo está siendo realizado por un conjunto de técnicos y operarios, que engloba desde la realización del proyecto, la dirección de las obras y la ejecución de las mismas, con una idea única, que es la construcción de una autopista que aporte al país parte de una infraestructura que le es tan necesaria.

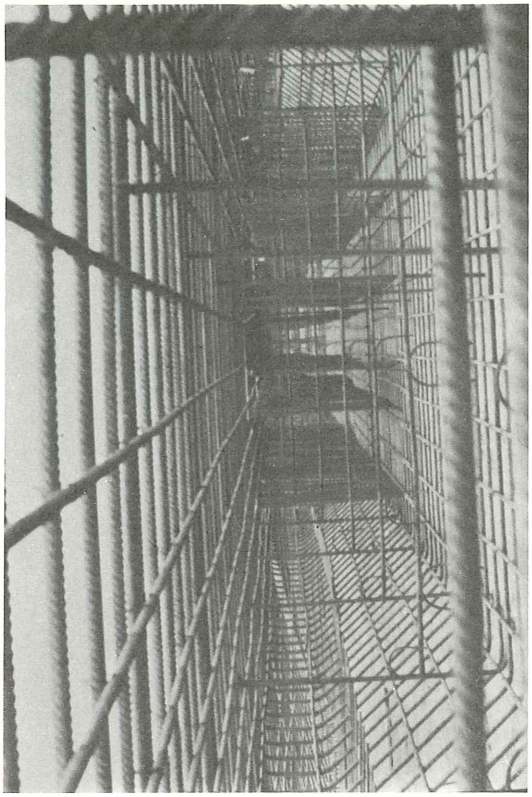


Fig. 20

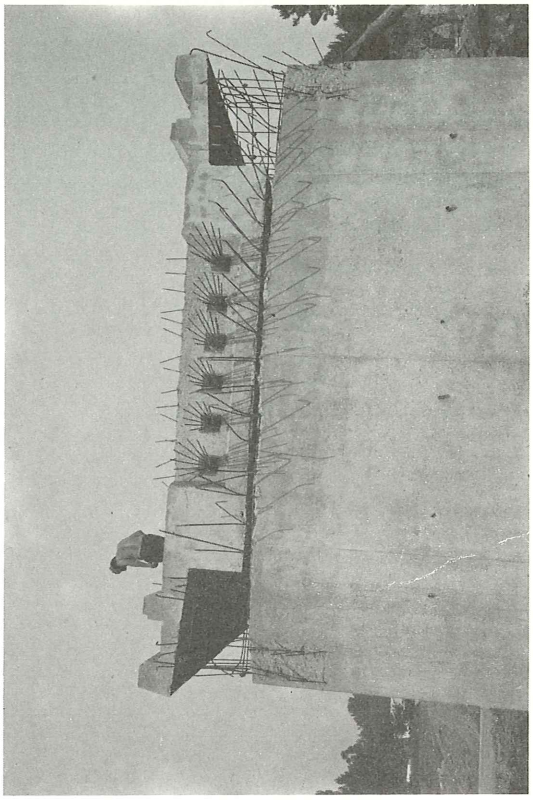


Fig. 22

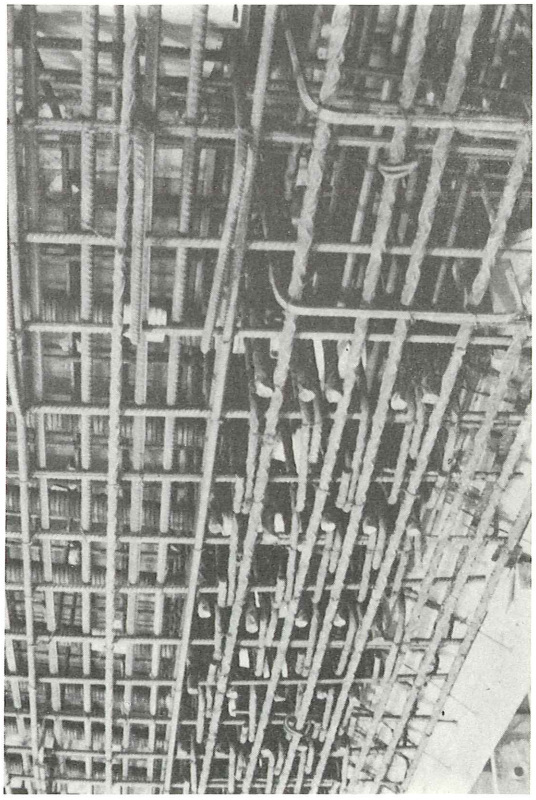


Fig. 19

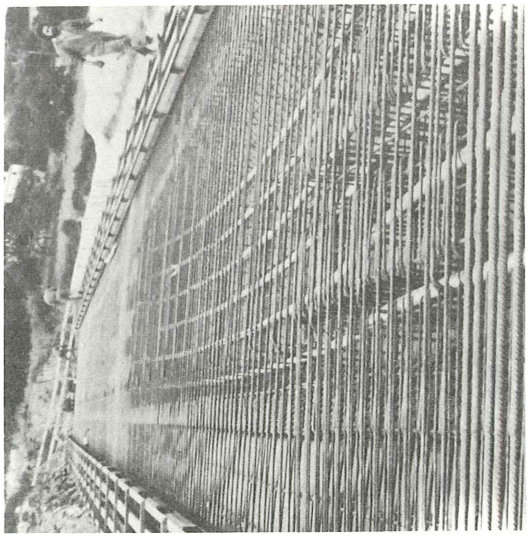


Fig. 21

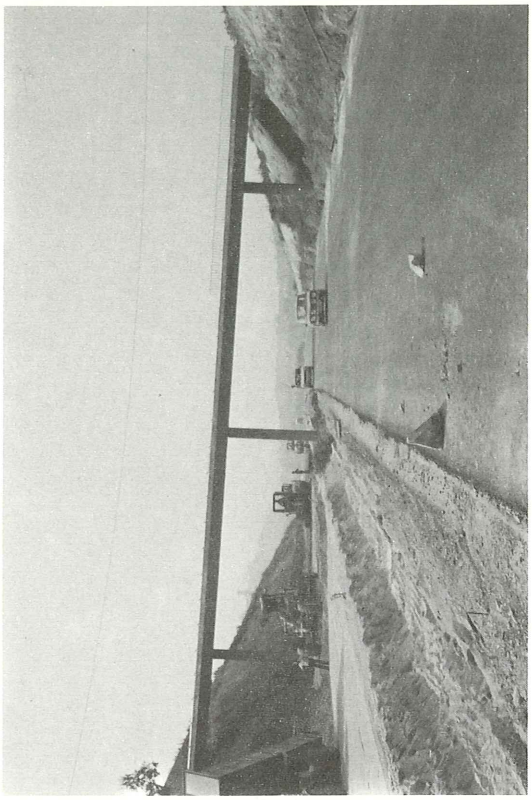


Fig. 24

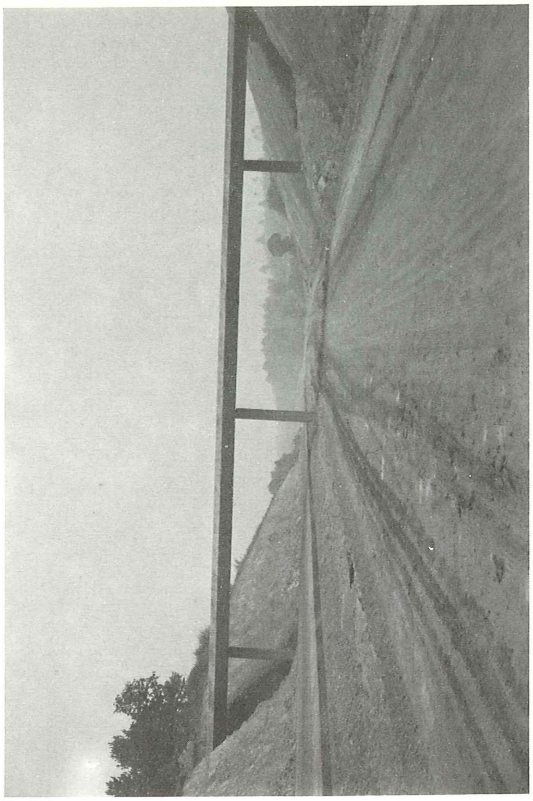


Fig. 26

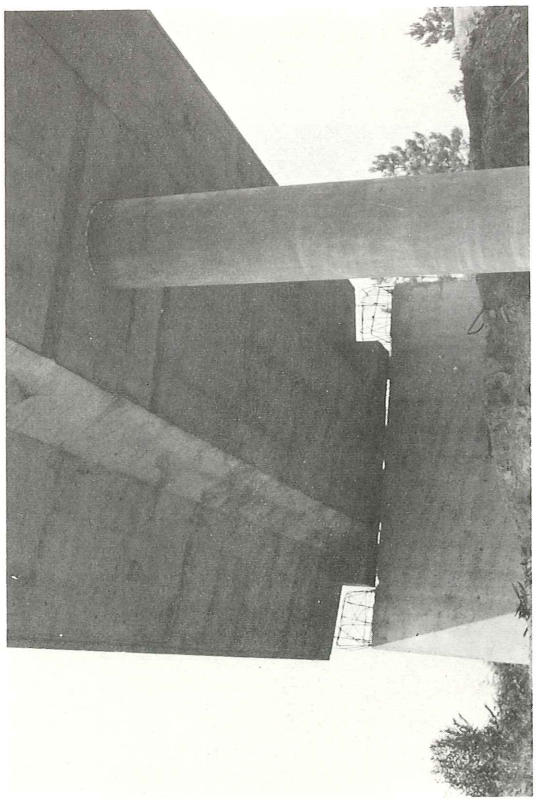


Fig. 23

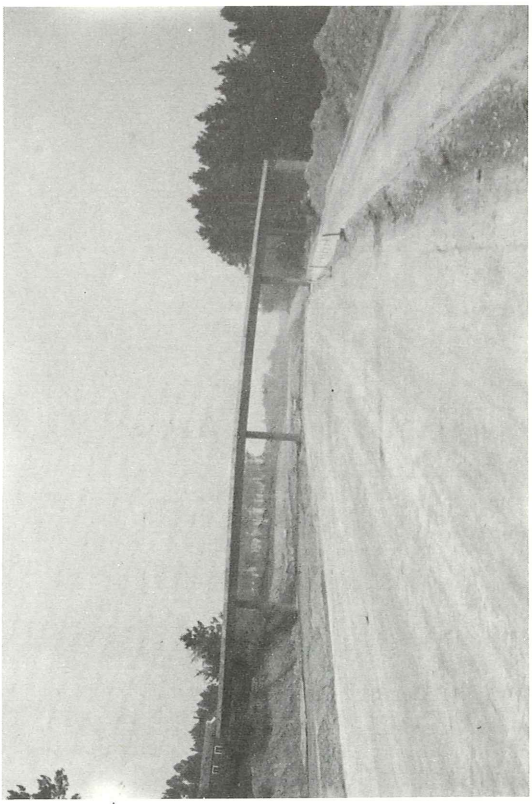


Fig. 25

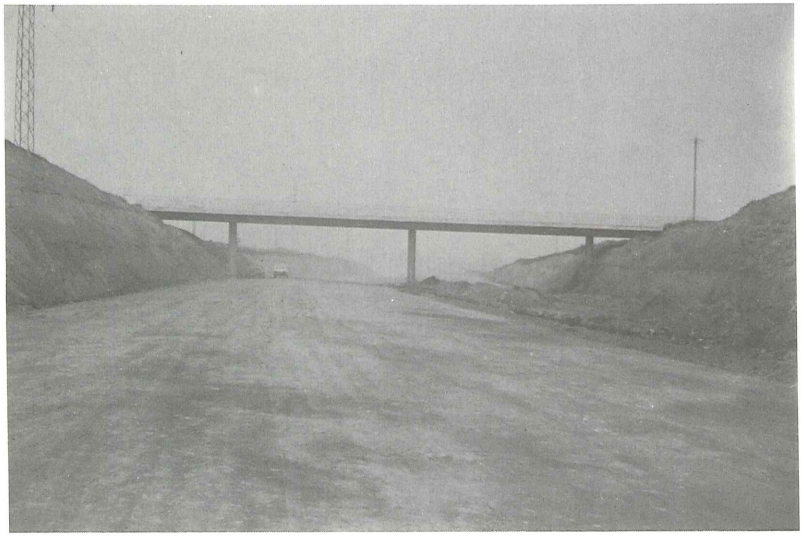


Fig. 27

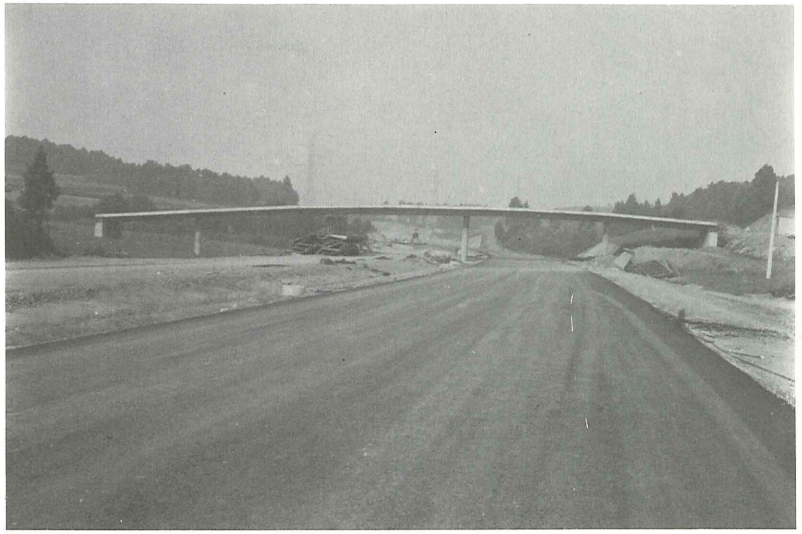


Fig. 28

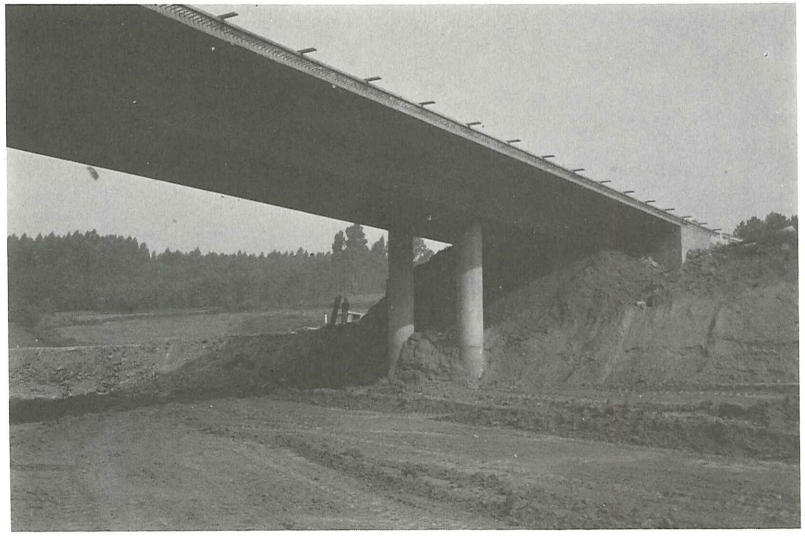


Fig. 29

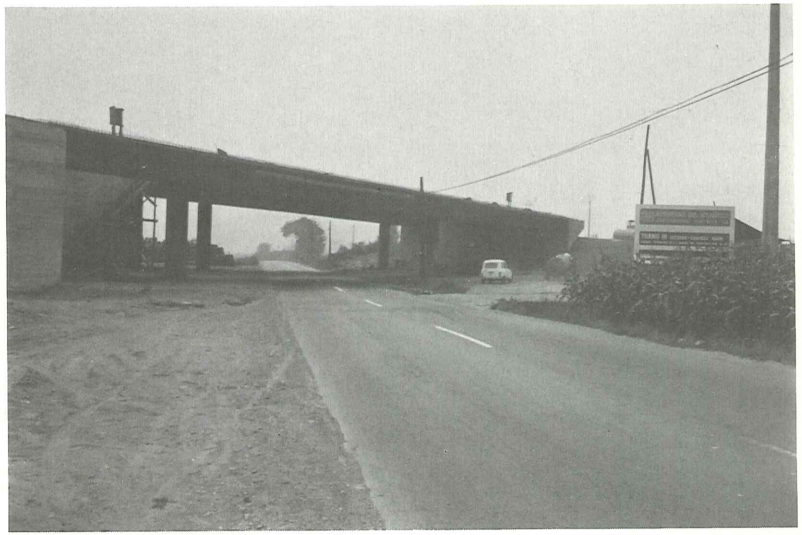


Fig. 30

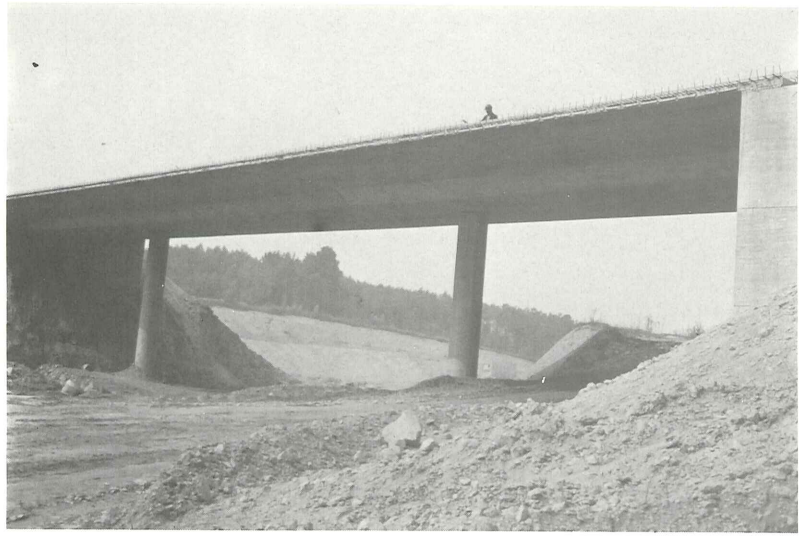


Fig. 31

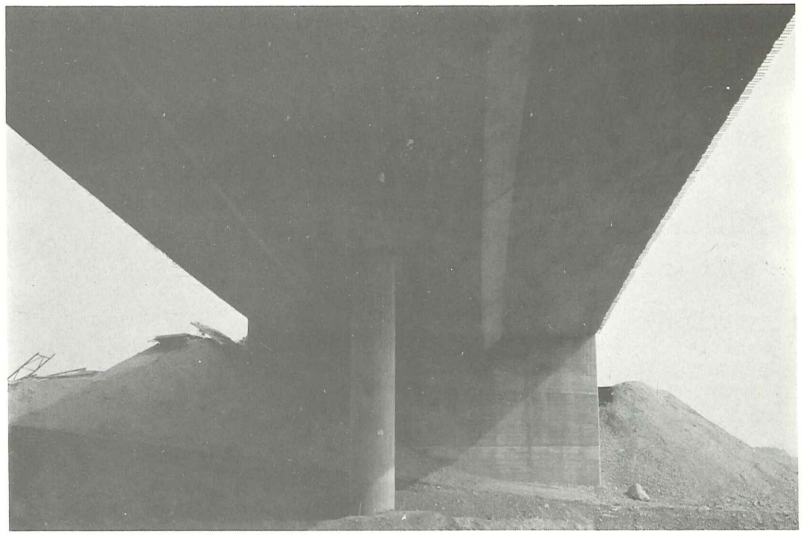


Fig. 32

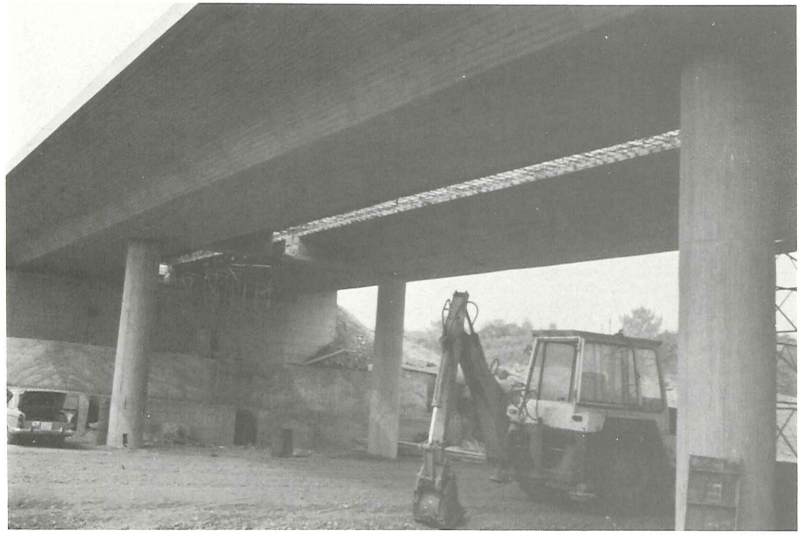


Fig. 33

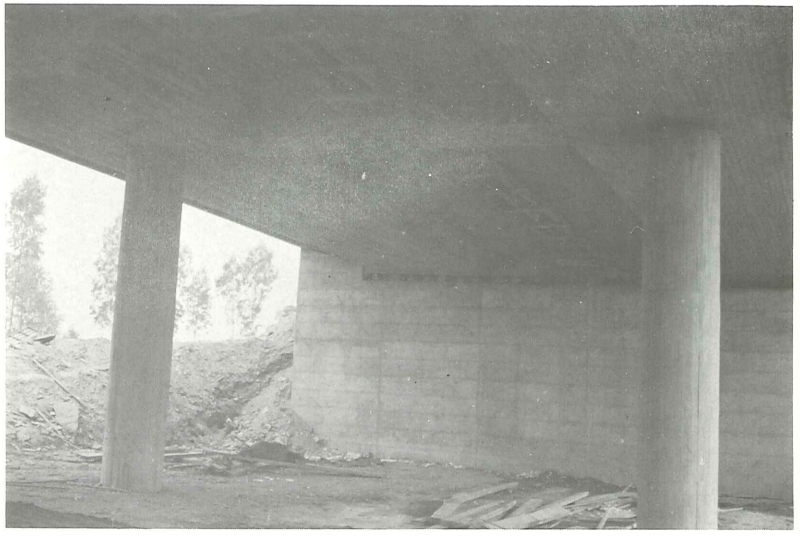


Fig. 34

591-2-144

Programa de cálculo de estructuras, desarrolladas para el proyecto de algunos puentes de la Autopista del Atlántico.

Fernando A. da Cunha Rivas
Ingeniero de Caminos

La construcción de una autopista provoca la necesidad de gran número de estructuras, bien por satisfacer reposiciones de vías existentes, bien por evitar el entrecruzamiento de circulaciones propias. Estas estructuras tienen de partida un planteamiento diferencial, ya que al estar englobadas en una problemática general, no pueden ser consideradas como elementos singulares, sino como grupo cuyas características cubren una serie de exigencias funcionales y estéticas y cuyo costo total tienda a un mínimo. Estas condiciones llevan a proyectar con pocos tipos estructurales sencillos de construir y que, encajados dentro de la obra no supongan un obstáculo visual para el conductor. En pocas palabras, el proyecto de los puentes de autopista entra dentro de una problemática industrial, de cadena de producción.

Es claro que un proceso así planteado conlleva dos etapas de trabajo; la primera, de estudio profundo de elementos muy repetitivos cuya economía debe estar muy afinada; la segunda, de producción propiamente dicha, en tiempos cortos.

Al empezar la primera etapa, en el caso concreto de la Autopista del Atlántico, nos encontramos un grupo de profesionales cuyas experiencias no nos permitían abordar con comodidad el estudio minucioso de unos problemas estructurales con medios tradicionales. La necesidad de contar con ordenador la vimos clara por dos razones:

La mayor potencia de cálculo que nos facultaba para estudiar problemas con rigor y en plazos muy cortos.

Parece adecuado responder a una exigencia industrial con unos medios industriales.

A continuación describimos tres programas preparados para un ordenador NOVA–2, de 32 K-palabras de memoria central. Creemos que su característica más destacable es que, al estar realizados con la colaboración de proyectistas, poseen una serie de facilidades tanto en entrada de datos como en elaboración de resultados, que, desgraciadamente, no son frecuentes y restan gran cantidad de tedio al sufrido calculista.

PROGRAMA "ORTRO"

El primer problema poco conocido que nos topamos fué el estudio de unos tableros formados por una vigas cajón unidos por una losa superior. Nuestra primera intención fué

tratarlo por el método de Guyon-Massonnet pero nos resultaba imposible porque el conocido coeficiente de torsión "α" era mayor de la unidad. Esto sucede porque la rigidez a torsión engendrada por la forma cerrada de la viga es muy grande frente a la escasa rigidez a flexión transversal conferida por la losa superior, y no está previsto en los ábacos de Rowe ni en los de Barés.

Esto nos llevó al estudio del problema general y realizamos un programa de losa ortotropa que nos proporciona:

Superficies de influencia de flechas y esfuerzos para carga puntual de 1 t.

Superficies de influencia para cuchillo de 1 t/m.

Flechas y esfuerzos en tablero isostático para cargas puntual, cuchillo o repartida en un rectángulo. Los esfuerzos longitudinales se pueden obtener por metro o integrados en cada viga.

Flechas y esfuerzos en tablero con apoyos intermedios, puntuales o extendidos a una línea o superficie.

Estas posibilidades nos permitieron estudiar temas que el método de Guyon-Massonnet deja poco claros como:

- Tableros con voladizos mayores que la semidistancia entre vigas.
- Tableros con parámetro de torsión "α", cualquiera.
- Obtención de resultados con el número de armónicos que se desee.

Además nos dio un arma muy eficaz y económica para obtener esfuerzos en zonas próximas a apoyos puntuales en losas macizas, cuyo tratamiento por métodos manuales es muy poco fiable.

PROGRAMA "RETP"

El tener que proyectar gran número de pasos hiperestáticos nos forzó a preparar un programa de reticulado plano con cargas en su plano que nos proporcionase esfuerzos y movimientos en las estructuras sin necesidad de usar medios distintos para cargas distintas. Por otra parte, y para desterrar en lo posible el gran número de errores que se producen en las entradas de datos para programas numéricos está dotado de las facilidades siguientes:

- Generación automática de coordenadas de nudos a partir de unos pocos (básicos).
- Agrupación de barras con idénticas características mecánicas en un sólo dato.
- Agrupación de barras cargadas de igual manera en un sólo dato.
- Dibujo con plotter de la estructura, previo al cálculo.

En cuanto a posibilidades técnicas.podemos citar:

- Conexión cualquiera de barras entre sí o a cimentación, incluso muelles elásticos en una dirección determinada.
- Cargas orientadas en cualquier dirección en nudos y/o barras.
- Consideración de gradiente térmico y pretensado de forma directa.
- Obtención de líneas de influencia y sus correspondientes envolventes para cargas puntuales o repartidas para cualquier esfuerzo o movimiento.

PROGRAMA "EMP"

Hasta hace pocos años era el proyectista de puentes el que ordenaba el trazado en pun-

tos problemáticos imponiendo la recta como solución a veces única por exigencias de cálculo o de construcción. Esta postura obediente de la vía ha desaparecido y hoy es la estructura la que se pliega a la función. Surgen así los puentes esviados y/o curvos, que han dejado de ser bestias negras para transformarse en tipos cotidianos. La necesidad de tratar tableros de vigas cajón esviados y losas curvas nos obligaron a preparar un programa de emparrillado plano con cargas normales a su plano, con unas exigencias particulares.

En efecto, al estudiar el primero de los casos citados surge el problema de la discretización adecuada de la sección transversal. Parece evidente que la mejor solución es la de colocar barras longitudinales en las almas del cajón, con lo que las barras transversales se definen con su longitud real, pudiendo conferir además al cajón su deformabilidad transversal por medio del área de cortante de la barra. Sin embargo, cuando las dimensiones de estas secciones son pequeñas podemos despreciar la flexión transversal en la zona de la viga y tratarla como un sólido rígido, es decir, considerar las vigas como nudos de tamaño finito transversalmente. Esta forma de ver el problema reduce el número de nudos y barras del emparrillado con la consiguiente ventaja económica y de interpretación de resultados. Por otra parte el concentrar las vigas en su eje dando a las barras transversales longitudes iguales a los interejes conduce a resultados anómalos de flexión transversal, hecho que nos reafirmó en el tratamiento descrito.

En cuanto a los puentes curvos, en caso de gran luz angular, pueden necesitar de una discretización a base de muchos nudos y barras que encarezcan el estudio si se trabaja con barras rectas, además de la pérdida de rigor y la posibilidad de errores en la asimilación de las cargas. Para evitar estos problemas dotamos al programa de la posibilidad de usar barras curvas circulares exactamente igual que las rectas.

Por lo demás este programa posee las mismas entradas de datos que el antes citado "REPT" e idénticas capacidades técnicas. Solamente queremos destacar como poco frecuentes en emparrillados dos avances.

Tratamiento directo del pretensado, tanto en barras rectas como curvas con radio en planta del cable igual o distinto al de la barra.

Obtención de superficies de influencia y envolvente de máximo y mínimo para esfuerzos y/o movimientos en cualquier punto de la estructura.

Con la ayuda de estos programas hemos realizado gran cantidad de puentes con rigor suficiente para nuestra propia exigencia y dentro de unos plazos apretados. Sin embargo, no creemos que la racionalización del proyecto de estructuras deba terminarse ahí. Pensamos en la posibilidad de automatizar más pasos dentro del proceso total, de manera que, al final, quede lejos la rutina y se destaque el noble arte de proyectar.

591-2-145

Puente de San Vicente de Trasmañó. Aplicación al diseño de los programas de de cálculo desarrollados por IDASA.

Rafael Márquez Ferdinand
Ingeniero de Caminos del Departamento de Estructuras de
"IDASA, INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A."

1. DESCRIPCION

Dentro del apartado de Realizaciones, me propongo presentarles el puente de S. Vicente de Trasmañó, aunque en este momento las obras se encuentran en su fase inicial de excavación para cimentaciones y realización de estribos de tierra armada, por lo que las figuras que les iré mostrando corresponden a los planos del proyecto.

Este puente, si bien no es una realización espectacular, posee una tipología estructural poco frecuente. Por supuesto esta tipología no fue buscada a priori, sino que surgió del análisis del problema que se nos planteaba.

El camino que da acceso, desde la Carretera Nacional 550, a la localidad de S. Vicente de Trasmañó (fig. 1), cruza sobre el tronco de la Autopista del Atlántico a poca distancia del Enlace de Rande, en una zona de calzadas desniveladas y anchura ampliada por los ramales de salida e incorporación del citado enlace. El cruce se realiza con un esviaje próximo a los 50^g, aunque la estructura ignora esta circunstancia, manteniendo su condición de recta.

El estribo más alejado de la CN-550, se encuentra a escasos metros de un desmonte, que produjo importantes deslizamientos durante su construcción y que hoy día se encuentra estabilizado mediante una escollera depositada en su parte inferior.

Esta circunstancia nos obligó a pensar en posibles movimientos futuros del estribo, lo que nos hizo, además de adoptar la solución de estribos de tierra armada, flexibilizar la estructura, concibiéndola como isostática y como recta para una mayor sencillez estructural.

De las anteriores consideraciones surgió una tipología formada por dos vanos de hormigón pretensado, uno de 39 m de luz y otro de 34,40 m. Con el fin de compensar el vano de 39 m se le prolongó en voladizo más allá del apoyo central una longitud de 9,45 m dotándole en su extremo de un apoyo a media madera sobre el que descansa una viga de 24,95 m de longitud, formando una rótula a flexión que nos proporciona el isostatismo.

La sección transversal (fig. 2) está formada por un cajón monocelular de sección trapecial, prolongada por dos voladizos de 1,60 m de longitud, lo que nos proporciona el ancho total de 7 m necesario para una calzada de 5 m y dos aceras de 1 m. El canto del cajón es de 1,75 m con almas de 0,40 m de espesor, tablas superior e inferior de 0,20 m, anchura en la parte inferior de 2,50 m y de 3,50 m en la parte de arranque de los voladizos.

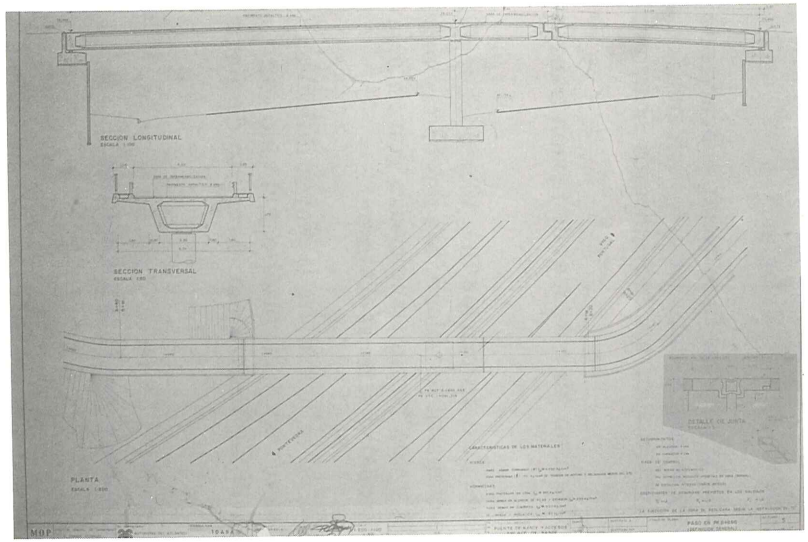


Fig. 1.

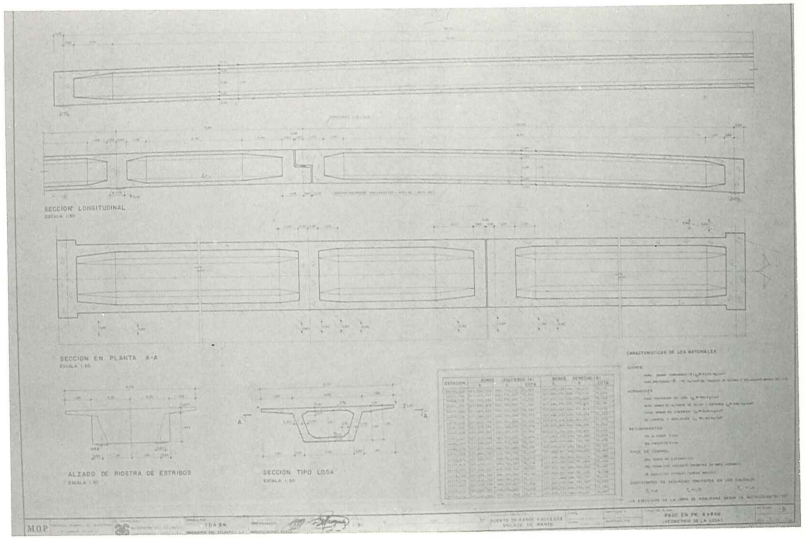


Fig. 2.

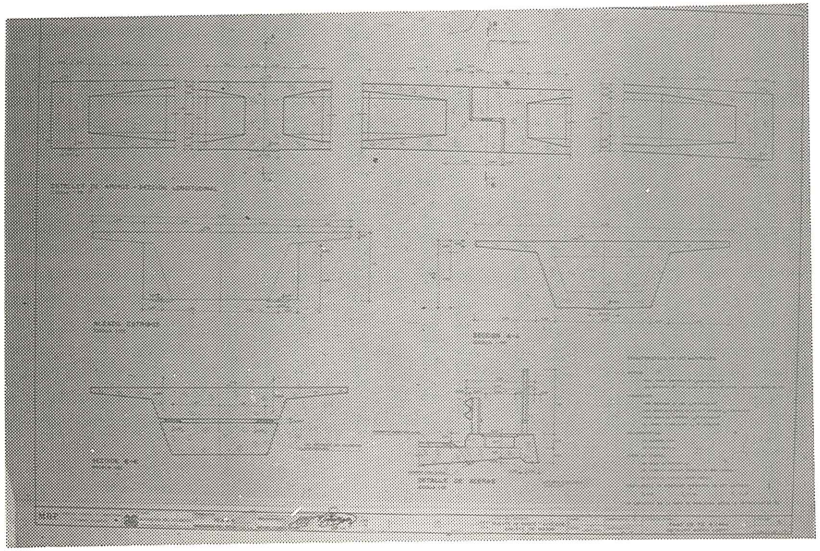


Fig. 3.

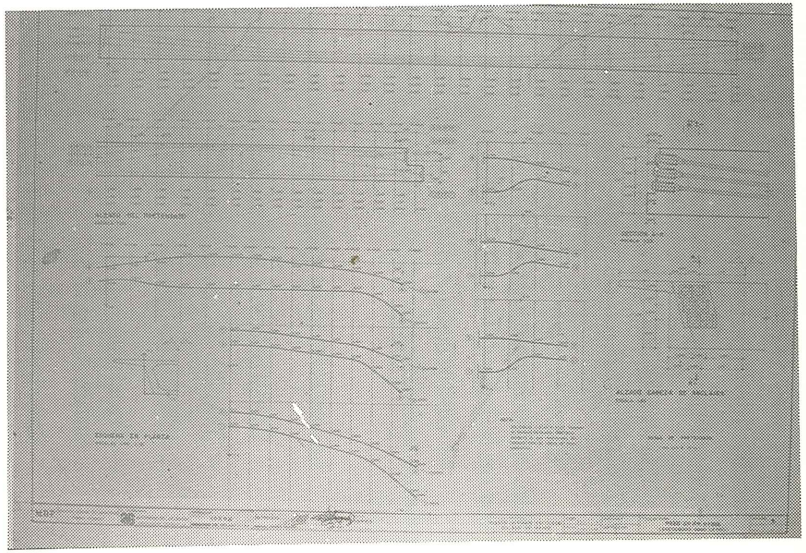


Fig. 4.

El cajón se maciza (fig. 3), materializando riostras, sobre los estribos, el apoyo central y en la zona de apoyo a media madera. Los apoyos se realizan mediante placas elastoméricas, dos rectangulares separadas 3 m en cada estribo, una circular sobre pila y dos rectangulares separadas 2,40 m en el apoyo a media madera.

Los estribos están resueltos con cargaderos sobre muros de tierra armada y la pila con un fuste cilíndrico de 1,20 m de diámetro con cimentación directa.

El pretensado del vano largo y voladizo (fig. 4), está formado por 12 cables de 12 T 15 mm, que corren de lado a lado de la estructura, en tres capas, anclándose con anclajes activos en la lado del estribo y con pasivos en el extremo de la ménsula.

El pretensado del vano corto está formado por 6 cables análogos a los anteriores, anclados activamente en el lado del estribo y pasivamente en el lado del apoyo sobre la ménsula.

La construcción está prevista en las siguientes fases:

- Construcción sobre cimbra del vano largo y voladizo.
- Tesado de los cables al 50 por 100 de su carga de rotura.
- Descimbrado del vano largo y voladizo.
- Construcción sobre cimbra del vano corto y tesado de sus cables al 75 por 100 de su carga de rotura.
- Descimbrado del vano corto.
- Retesado de los cables del vano largo y voladizo hasta el 75 por 100 de su carga de rotura.

2 CALCULO DE ESFUERZOS

Los esfuerzos en la estructura los hemos calculado mediante los programas "RETP" y "EMP" (1), puestos a punto por IDASA, con la siguiente metodología:

- Mediante el estudio como entramado plano con cargas en su plano, e incluyendo en la discretización los apoyos elastoméricos y la pila, se obtuvieron los esfuerzos de flexión y cortante longitudinales, los de pretensado, los movimientos horizontales longitudinales y su reparto en cada neopreno.

  También con el programa "RETP" se calcularon los esfuerzos de flexión transversal directa, tratando la sección como marco.

- La distorsión se estudió, en su componente de deformación tipo Vierendel, mediante la discretización de la estructura como emparrillado plano, con dos barras longitudinales representando las almas del cajón y con barras transversales con un área de cortante ficticia que representa la traslacionalidad vertical del cajón.

- La evaluación de los esfuerzos de torsión, en principio era la mayor dificultad que se nos planteaba, por la presencia de la rótula entre el voladizo y el vano corto, que a efectos de torsión, actúa como un muelle distorsionando el reparto de dicho esfuerzo.

  En definitiva tenemos empotramientos elásticos a torsión en estribos y dos barras, una de 48,45 m y otra de 24,95 m ligadas entre sí por el citado muelle.

  Para la evaluación de este fenómeno, efectuamos un estudio de la estructura como emparrillado plano, discretizando el tablero como una única barra longitudinal, con

dos barras transversales una a cada lado del apoyo a media madera, ligadas entre sí por dos barras de neopreno, separadas 2,40 m, con una área de cortante ficticia, tal que su deformación por cortante para un espesor previamente determinado es idéntica a la deformación por compresión de las placas elastoméricas previstas en el apoyo, reproduciendo de esta manera el muelle a torsión.

– Por último, el estudio de las reacciones inducidas por el viento transversal, en cada elemento de apoyo, se realizó mediante emparrillado plano con inclusión de los neoprenos y la pila.

3 MATERIALES Y CUANTIAS

Los materiales empleados en la estructura son los siguientes:
– Hormigón para pretensar de 350 kg/cm² de resistencia característica.
– Acero para pretensar de 170 kg/mm² de carga de rotura.
– Acero pasivo de 4.200 kg/cm² de límite elástico.

Las cuantías de los materiales en el tablero son:

– Hormigón	0,50 m³/m²
– Acero pasivo	54 kg/m²
– Acero de pretensado	18 kg/m²

(1) La descripción de los programas "RETP" y "EMP" puede verse en el artículo "Reparto transversal de sobrecarga en puentes curvos" publicado por la Revista Hormigón y Acero en su número 126.

La construcción de la cúpula del edificio de la central nuclear de Ascó (Tarragona).

Alberto Vives Escuder.
Ing. Civil de la Dirección de Obra de la Central Nuclear de Ascó

1. PROPOSITO Y ALCANCE

El propósito de esta comunicación es dejar constancia, de una experiencia vivida y de los pasos seguidos para llegar a una solución de la construcción de la cúpula del edificio de Contención de la Central Nuclear de Ascó.

Dada la complejidad que presentaba el trabajo, fue preciso realizar varios estudios preliminares en modelos y maquetas que más adelante se describen y analizan.

Esta comunicación alcanza hasta el final del hormigonado del edificio de Contención del Grupo I. No se incluye el enfilado, tesado y relleno de las vainas que será objeto de otra comunicación posterior.

2. DESCRIPCION GENERAL

El edificio de Contención, que alberga principalmente el reactor y los generadores de vapor, es un cilindro vertical recto de hormigón pretensado, sobre una losa de cimentación plana de hormigón armado. La cubierta es una cúpula tórico-esférica de hormigón pretensado, con un anillo de refuerzo de hormigón armado y que sirve para el anclaje de los tendones de la cúpula. (Fot. (1)

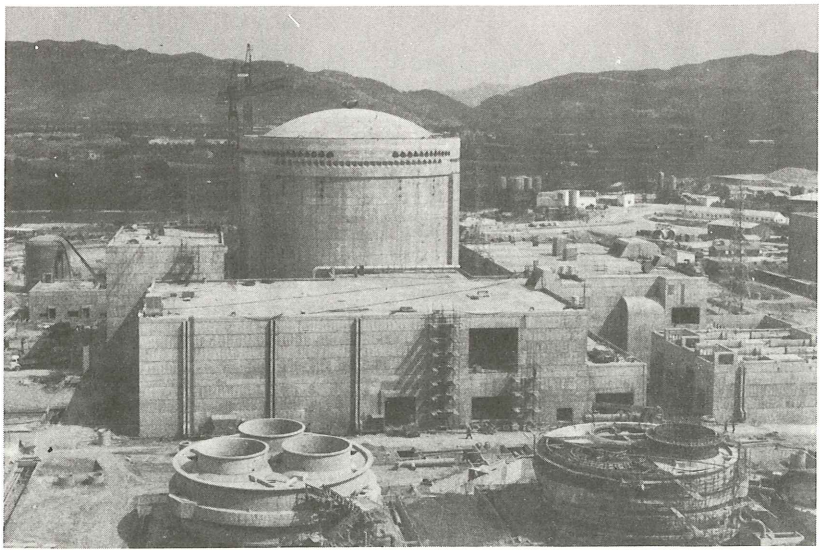


Foto 1.— Vista general grupo I.

Todo el paramento interior, tiene un blindaje protector de chapa de acero de 6,5 mm de espesor, soldado, rigidizado con perfiles metálicos y fijado a través de ellos al hormigón. Este blindaje proporciona una estanquidad rigurosa frente caulquier accidente hipotético que pudiera ocurrir.

Las dimensiones principales son las siguientes:

Diámetro interior	40.00	m.
Espesor de los muros	1.15	m.
Espesor de la base	2,75	m.
Espesor de la cúpula en la parte esférica	1.00	m.
Canto del anillo superior	6,60	m.
Altura del muro cilíndrico hasta el anillo	48,00	m.
Altura total, desde la parte superior de la base hasta la cúspide de la cúpula	60,5	m.
Volumen interior aproximado	60.00	m^3.

3. REQUERIMIENTOS Y CONDICIONANTES

El Edificio de Contención está diseñado principalmente, para hacer frente a la presión interna que pudiera ocurrir en el caso del accidente LOCA (Loss-of-coolant accident), junto con las solicitaciones de operación y del entorno (clima, sismo). Esta presión interna, en el caso de ocurrir, induciría altas tensiònes en el hormigón, lo que obliga a que sean fuertemente armados o pretensados o combinación de ambos, a fin de obtener una completa seguridad de funcionamiento.

La función principal del pretensado es la de neutralizar las tensiones de tracción inducidas por el accidente de presión.

La cúpulas pueden tener varias configuraciones; semi esférica, tórico esférica, o similares como las elípticas. Para un mismo volumen, la tórico esférica tendrá una menor altura total del contenedor, sin embargo en las cúpulas tórico esféricas se producirá una alta concentración de tensiones en la zona de tangencia con el cilindro y en la zona de anclaje de los tendones de la cúpula, por tanto se requerirá un anillo de gran canto y de mayor espesor con una mayor armadura de refuerzo.

Estos requerimientos generales estructurales y los particulares de factibilidad constructiva, imponían ciertas exigencias a cumplir que condicionaban las soluciones.

Estos condicionantes son principalmente los siguientes para cada actividad de proyecto y construcción:

Encofrado.– Para el intradós de la cúpula debía servir el blindaje metálico de protección de la cúpula de 6,5 mm con rigidizadores meridianos y paralelos. Para el paramento cilíndrico exterior de la viga anillo de 6.60 de altura debería usarse el encofrado trepante, que había servido para el cilindro del edificio. Los encofrados de los cajetines de los anclajes serían especiales.

Armadura.– La armadura, que en general es muy densa, debía dejar paso libre a la trayectoria de las vainas de los tendones y no interferir con los anclajes. El número de anclajes, cuya placa de repartición es de 50 x 50 cm, es de 112 unidades verticales y 168 unidades en la viga anillo para los tendones de la cúpula.

La densidad de estribos y las armaduras de refuerzo detrás de las placas presentaba una disposición complicada y muy particularmente en los anclajes de los tendones de la cúpula. El diámetro de las barras REA ϕ 57, ϕ 43, ϕ 33, y las uniones tipo cadweld, agravaban la situación.

Hormigón.– La resistencia exigida es la de 386 kg/cm^2 (5500 p.s.i.), a compresión a 90 días en probeta cilíndrica, y valorada de acuerdo a los estimadores del Criterio del A.C.I.

El hormigón debería ser bombeable, con un asentamiento máximo en el cono de Abrams de 75 mm. en la zona de vertido.

Las fases de hormigonado deberían establecerse de tal manera de que el peso del hormigón vertido sobre la cúpula metálica, que servía de encofrado, no produjera deformaciones más allá de las tolerancias permitidas. Estas fases de hormigonado provocarían juntas, que tenían que estar condicionadas también a las zonas de empalmes de armaduras, colocación de anclajes y vainas.

Tendones.– La trayectoria de los tendones debía cumplir las siguientes condiciones:

a) Deben estar contenidos en planos verticales paralelos (simple curvatura); las curvas espaciales (doble curvatura) deben ser evitadas, y la geometría de los tendones estará formada por arcos circulares y líneas rectas. Su tolerancia de colocación debía mantenerse dentro de ± 20 mm.

b) Los tendones forman tres haces de 120º, situados cada uno de ellos en superficies concéntricas en la zona esférica, entre las capas de armaduras.

c) Como consecuencia de estas condiciones (a, y b), hace que los tendones no estén anclados perpendicularmente al paramento de la viga anillo, dando lugar a una gran diversidad de formas de los cajetines.

d) Consecuencia de las condiciones anteriores, el diseño y colocación de las armaduras alrededor de los anclajes es complejo por las particularidades de cada caso.

4. POSIBLES SOLUCIONES

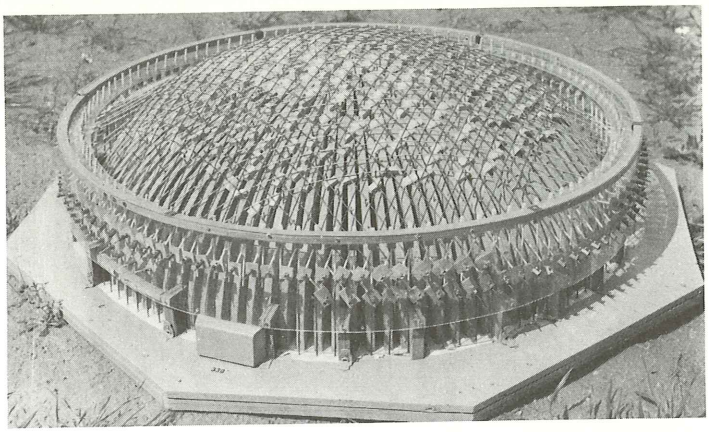
La búsqueda de la solución, fue laboriosa, se siguió un proceso iterativo, analizando cada paso, a través de planos y maquetas.

Estos pasos se describen someramente a continuación:

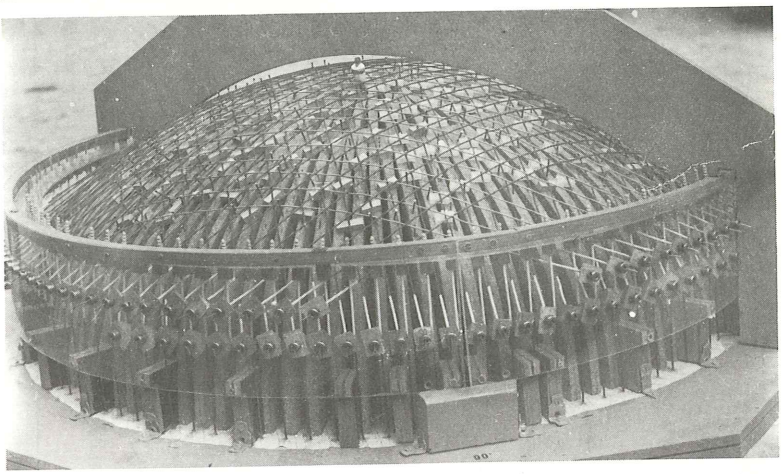
4.1 Existían unas posiciones iniciales de diseño, de armaduras, fases de hormigonado y disposición de los anclajes, que se vio al analizarlas, desde el punto de vista estructural y constructivo, que no eran satisfactorias y que no daban satisfacción a las exigencias de diseño y comportamiento.

A fin de visualizar en forma más clara los problemas que se presentaban, se hizo una primera maqueta general de los tendones de la cúpula, en la que se detectó claramente interferencias entre los tendones de la cúpula y los verticales, debido a sus diferentes leyes geométricas de trayectoria. (Fot. 1, 3 y 4).

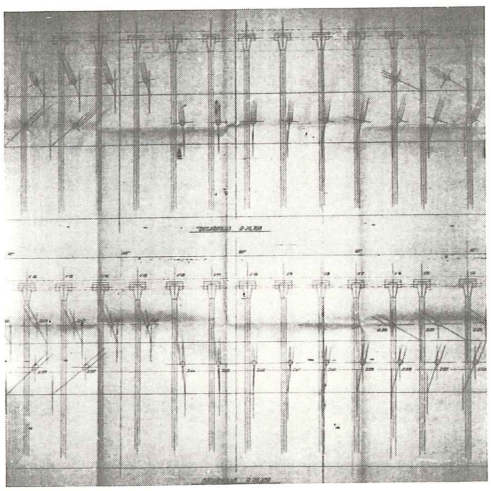
4.2 La ingeniería de Proyecto, recomendaba que, a fin de ir rigidizando paulatinamente la cúpula metálica que servía de encofrado, se hormigonara desde una cierta fase, una capa de 20 cm, de una sola etapa, formando un casquete esférico, o



Fot. 2.— Vista general de la maqueta general.



Fot. 3.— Detalle de la vista anterior.

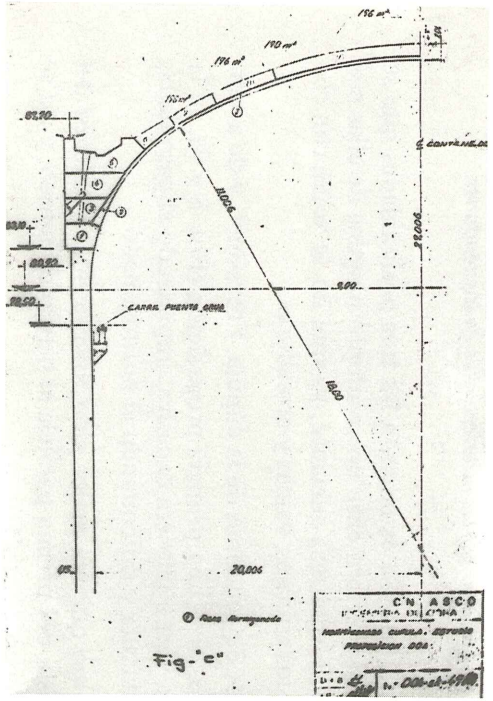


Fot. 4.— Plano desarrollado de un sector de la viga anillo para ver las interferencias de los tendones.

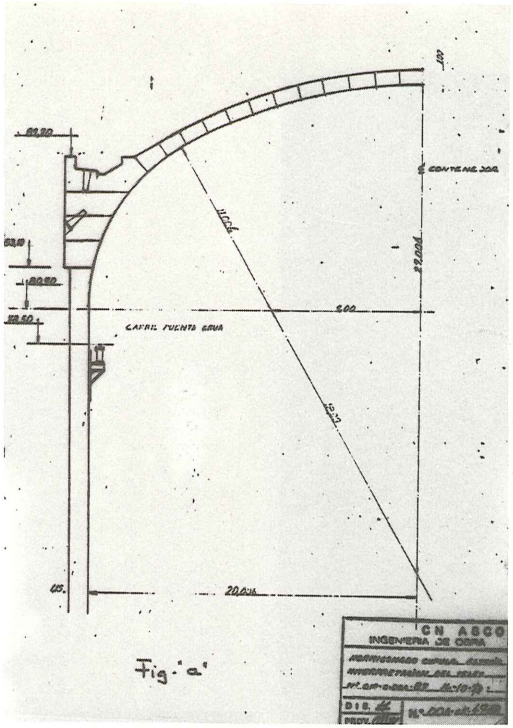
por anillos formando zonas esféricas. Se estudiaron las tres posibilidades que se muestran en las fotos 5, 6 y 7; posteriormente no se adoptó ninguna de ellas por problemas constructivos, como se verá más adelante, ya que no se veían con claridad las fases de colocación de los anclajes, vainas y armaduras.

4.3 Para los cajetines de los anclajes de tendones de la cúpula, Freyssinet, y de acuerdo a las dimensiones de su gato, hizo una primera proposición (Fot. 8 y 9), en la que la penetración dentro de la viga anillo era excesiva, impidiendo el paso de las armaduras principales de la estructura y dificultando el hormigonado.

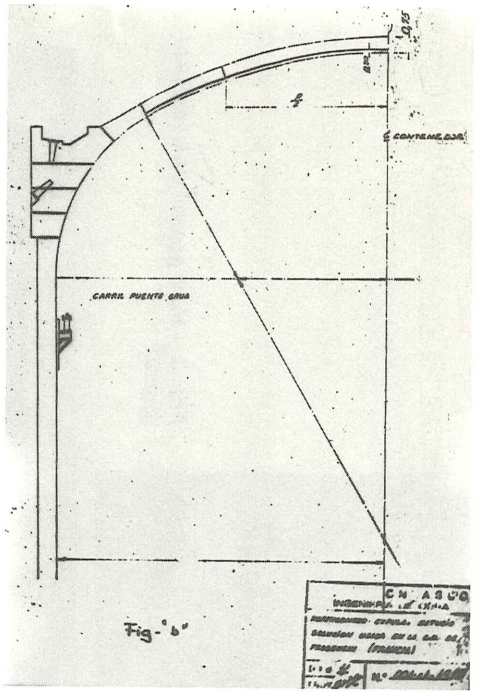
Al analizar esta proposición se vio que era mejor girar los cajetines alrededor del eje del tendón y poner una arista del prisma paralela al manto cilíndrico, y así se reducía considerablemente el hueco. (Foto 10).



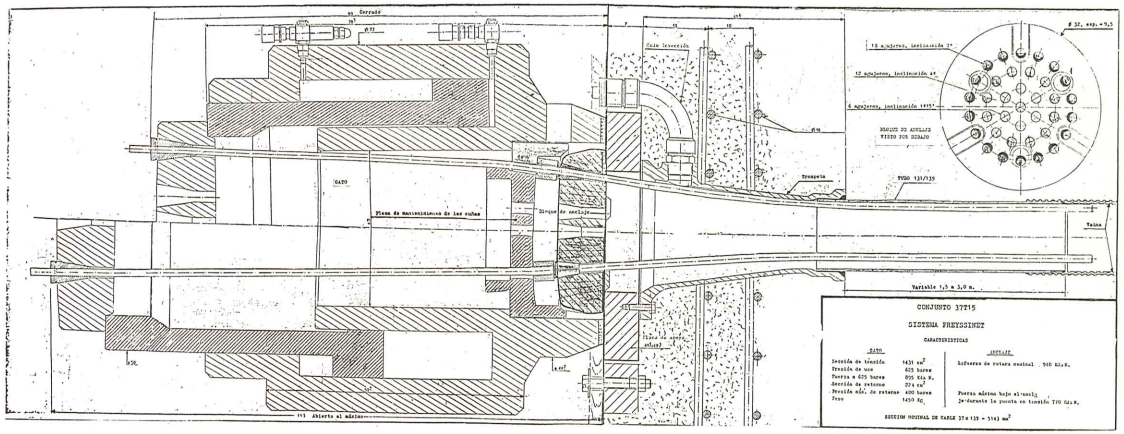
Fot. 5.— Proposición de Ingeniería en obra.



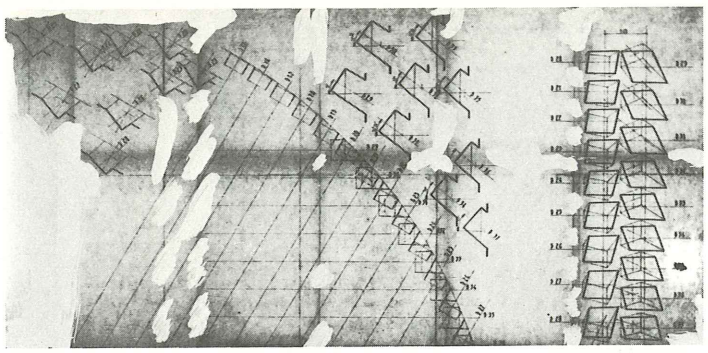
Fot. 6.— Hormigonado de una cúpula de una central en USA.



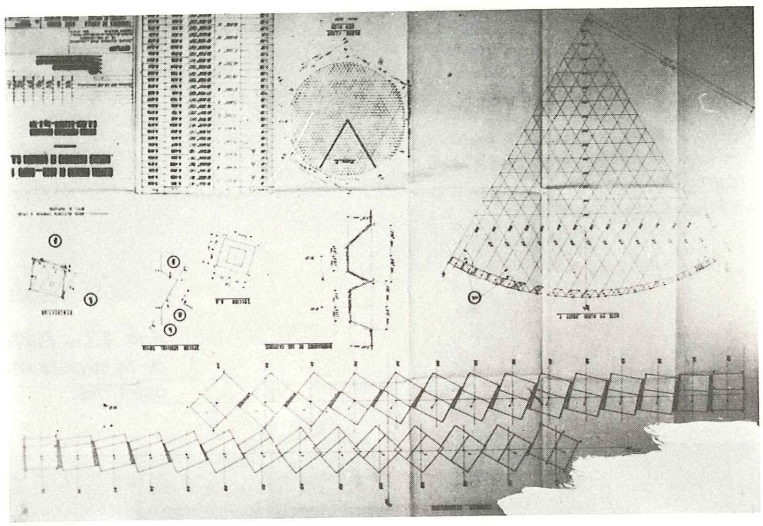
Fot. 7.— Hormigonado de la cúpula de la Central Francesa de Fessenhein.



Fot. 8.— Plano del gato K-100 a usar.

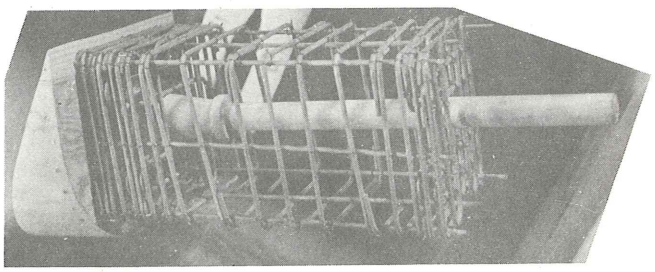


Fot. 9.– Primera proposición de Freyssinet para los cajetines de los anclajes de la cúpula, con los paramentos laterales en planos verticales.



Fot. 10.– Solución girando los cajetines prismáticos.

En general esta solución era satisfactoria, pero entre muchos de los cajetines adyacentes se producían interferencias, o dejaban espacios, entre ellos, muy reducidos que no permitían la colocación de armaduras, ni un hormigonado factible. Además las armaduras de refuerzo y repartición detrás de las placas propuestas inicialmente por Freyssinet, se interferían entre ellas y con las armaduras principales y

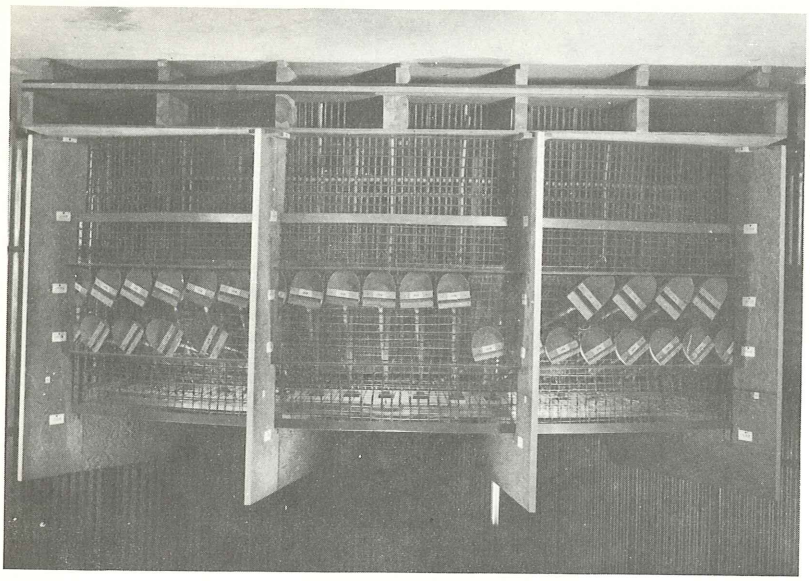


Fot. 11.– Armadura inicial, de refuerzo detrás de las placas de anclaje.

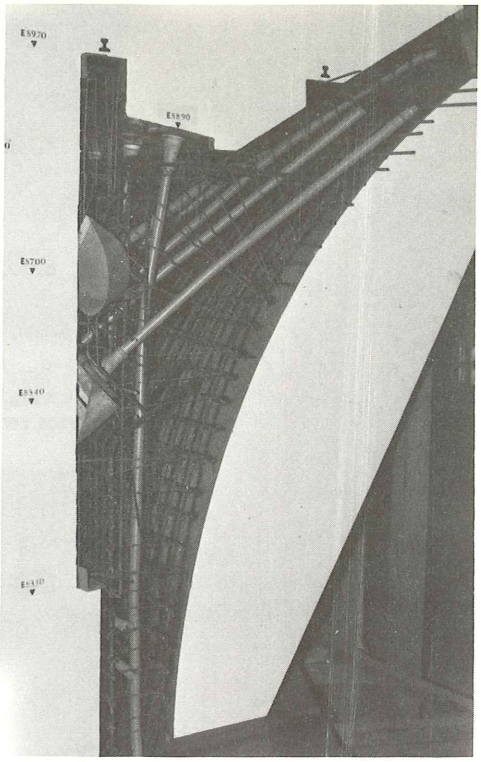
estribos (Fig. 11), siendo imposible el montaje de las mismas.

Frente a la gran cantidad de problemas complejos que se presentaban, difíciles de resolver a través de planos, se decidió realizar una maqueta a escala 1:5 de un sector de 60º de la zona más conflictiva de la viga anillo y del arranque de la cúpula.

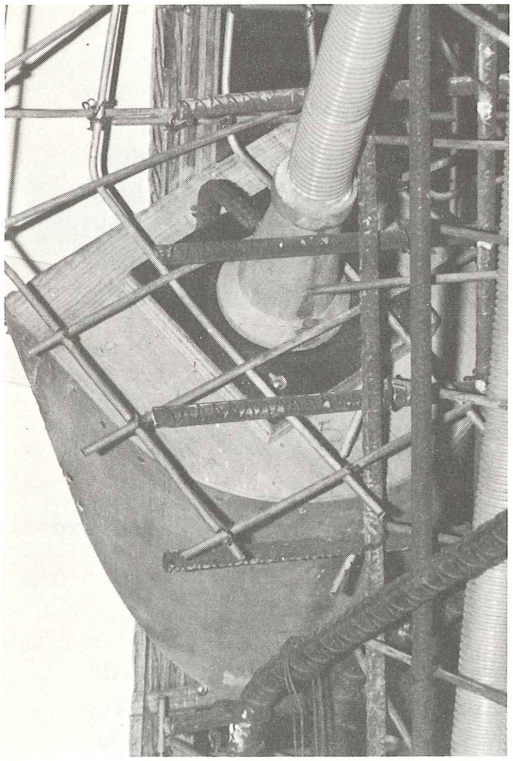
Con esta maqueta a la vista, y después de tres tanteos de disposición de la armadura, se llegó a una solución constructiva que es la que en definitiva se adoptó. (Fotos 12, 13, 14 y 15).



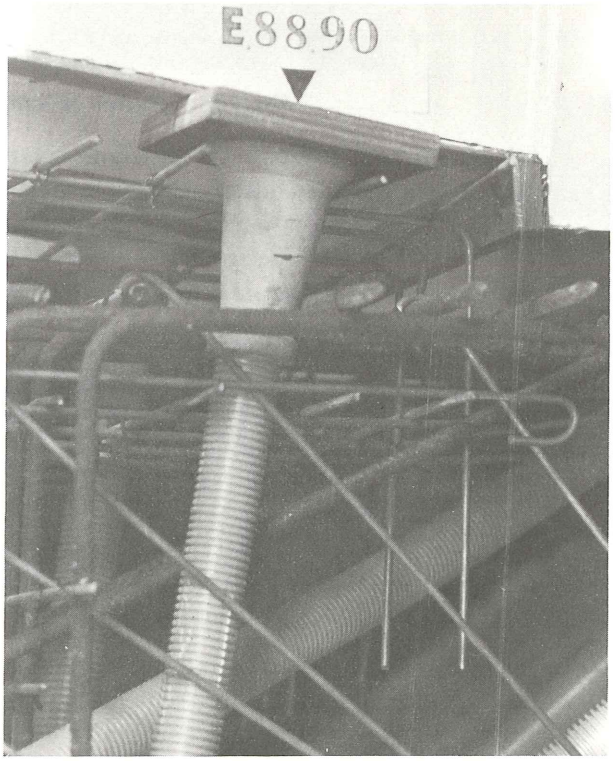
Fot. 12.— Vista general de frente de la maqueta, con los cajetines prismático-cilíndricos definitivos.



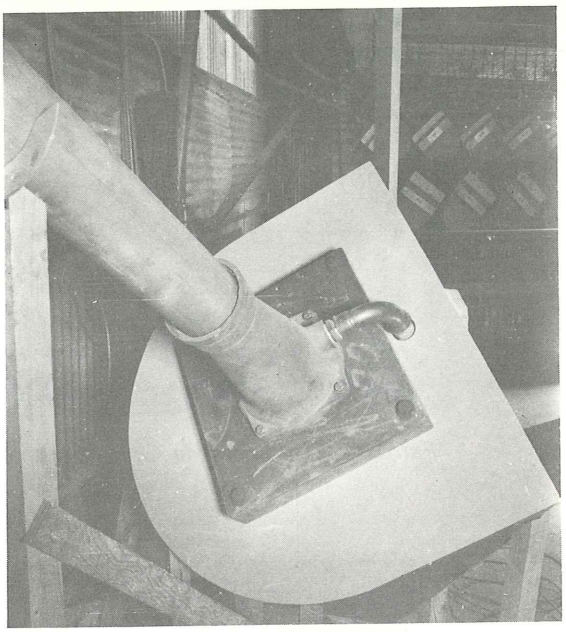
Fot. 13.— Perfil de la viga anillo y arranque de la cúpula mostrando los tendones y los cajetines.



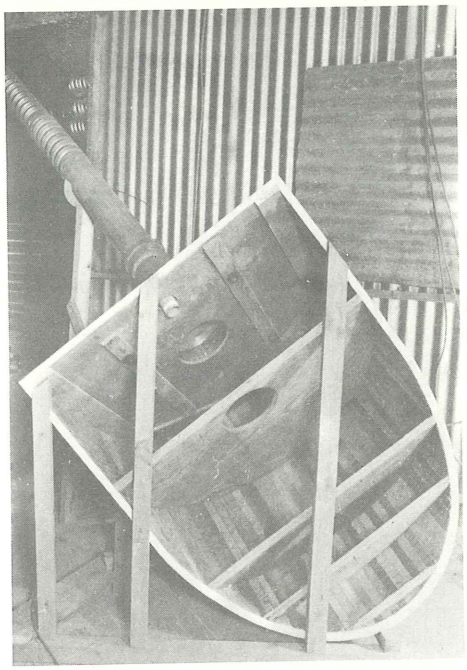
Fot. 14.— Detalle del trasdós de un cajetín y su refuerzo.



Fot. 15.— Detalle del anclaje superior de los tendones verticales.



Fot. 16.— Vista del trasdós del cajetín con la placa de apoyo, trompeta y codo de inyección.



Fot. 17.— Vista del cajetín por la cara tangente a la viga anillo.

5. SOLUCION ADOPTADA

La solución adoptada permitió cumplir con los siguientes requisitos:

1º Claridad y facilidad constructiva.

2º Posibilidad efectiva de colocación de armaduras y hormigonado alrededor de los cajetines.

3º Mantener los tendones de la cúpula en un plano vertical y evitar la interferencia de los verticales.

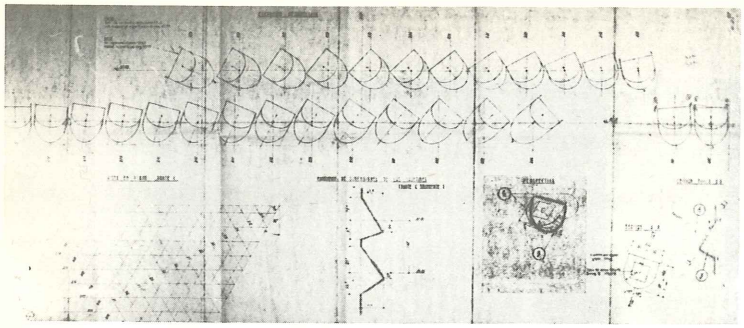
4º Colocación de los elementos del postensado (anclajes y vainas) y armaduras, compatibles entre sí y con las fases y juntas de hormigonado.

El punto más conflictivo era la forma y dimensión de los cajetines que se resolvió dándole la forma una uña cilíndrica tangente a un prisma recto truncado, (Fot. 16 y 17), lo que permitió evitar superposiciones entre ellos y la colocación de armadura a su alrededor y un hormigonado claro. (Fot. 18 y 19).

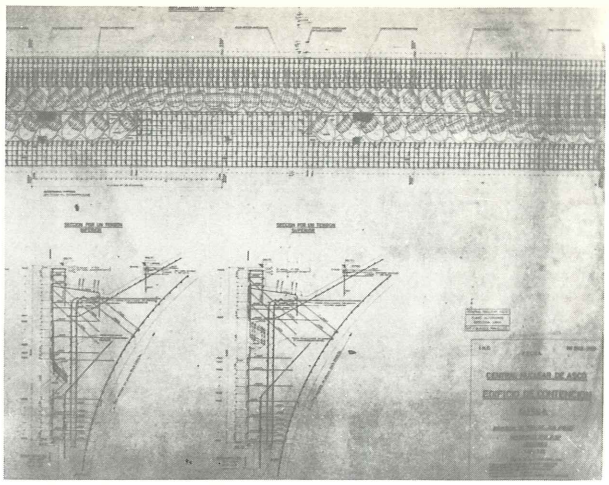
La interferencia de algunos de los tendones verticales con los de la cúpula, se resolvió, desviándolos ligeramente del plano vertical radial que los contenía, llegando siempre normales al paramento superior inclinado de la viga anillo.

La armadura de la cúpula, consiste esencialmente, en dos capas, inferior y superior, de barras REA, gruesas ϕ43 y 32 dispuestas en meridianos y paralelos en la parte tórica, y en una cuadrícula en el casquete esférico, uniéndose las dos capas por gran cantidad de estribos que no debían interferir con las vainas. (Fotos 20-21-22).

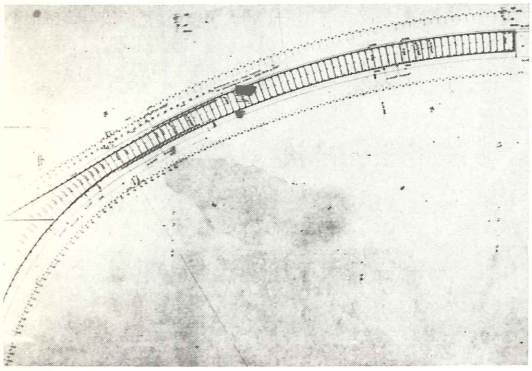
La disposición de las capas de armaduras, debía permitir el libre paso entre ellas de los



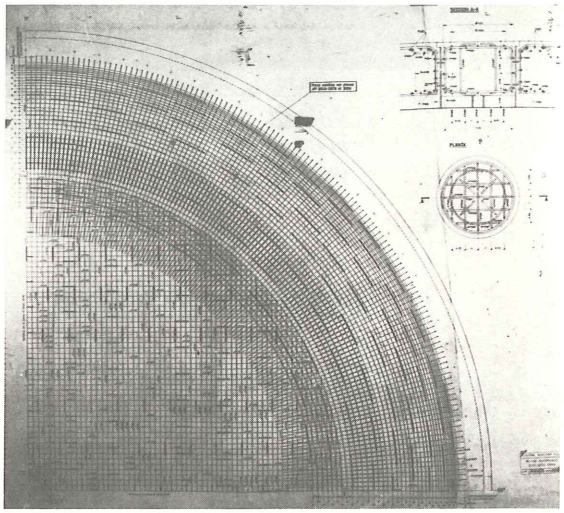
Fot. 18.— Plano definitivo desarrollado de la posición de los cajetines en la viga anillo.



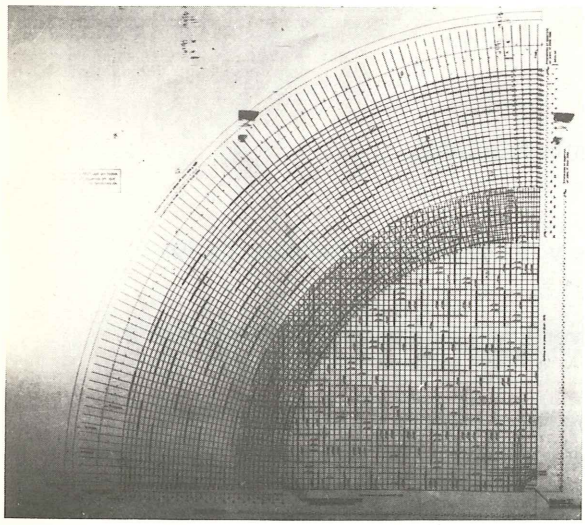
Fot. 19.— Disposición de Armaduras en la viga-anillo.



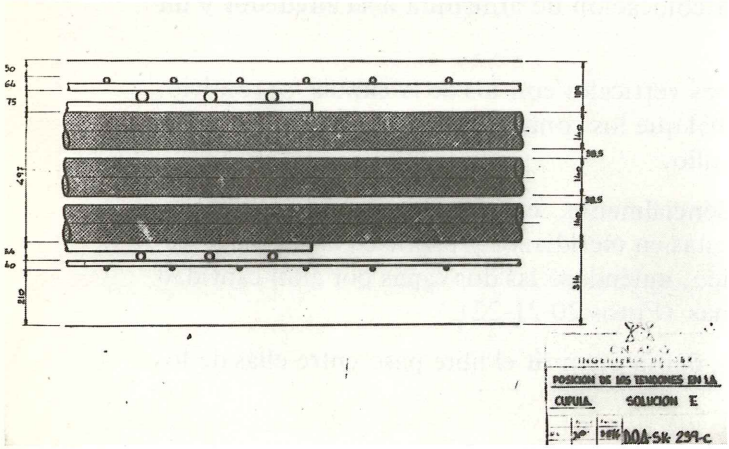
Fot. 20.— Perfil típico, por un meridiano, de la armadura de la cúpula.



Fot. 21.— Capa inferior de armaduras en planta.



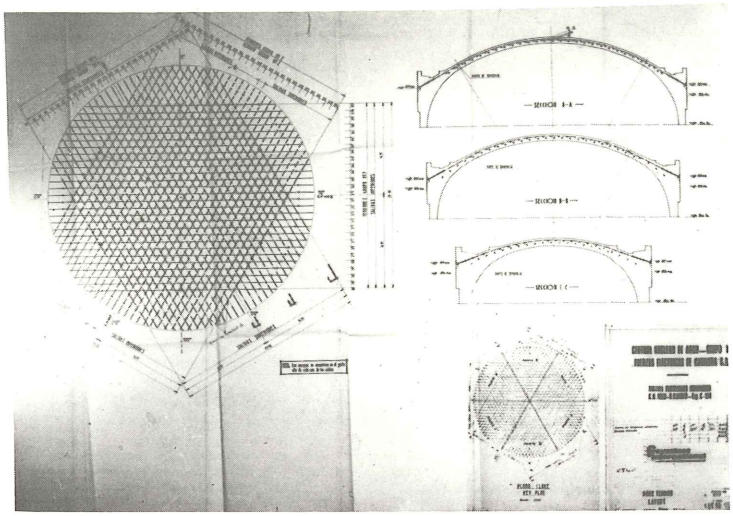
Fot. 22.— Capa superior de armaduras en planta.



Fot. 23.— Disposición típica de la posición de los tendones de la cúpula entre las dos capas de armaduras.

tres haces de tendones, cuyas vainas son de 140 milímetros de diámetro. (Fot. 23).

Los tendones de la cúpula forman tres haces a 120º compuesto cada uno de ellos de 28 tendones. Los del haz superior salen siempre a la elevación 87.00, los del haz inferior salen siempre a la elevación 85,40, los del haz intermedio salen alternativamente en los espacios disponibles de las dos elevaciones anteriores. La salida solamente a dos niveles, si bien dá mayor número de cajetines distintos, dá una regularidad mayor a la armadura de la viga anillo (Fot. 24).



Fot. 24.— Disposición general en planta de los tendones de cúpula y secciones típicas de los tendones superiores.

La trayectoria de los tendones es siempre un arco de círculo, de radios variables, con tramos rectos en los extremos. Todas las coordenadas y ángulos que definen la trayectoria, forma y posición de los cajetines fueron calculados a través de ordenador.

Después de resueltos los problemas del postensado y armaduras se pudo dar solución definitiva a las fases de hormigonado de la viga anillo y cúpula, resultando una disposición y secuencia distinta de las tres planteadas anteriormente.

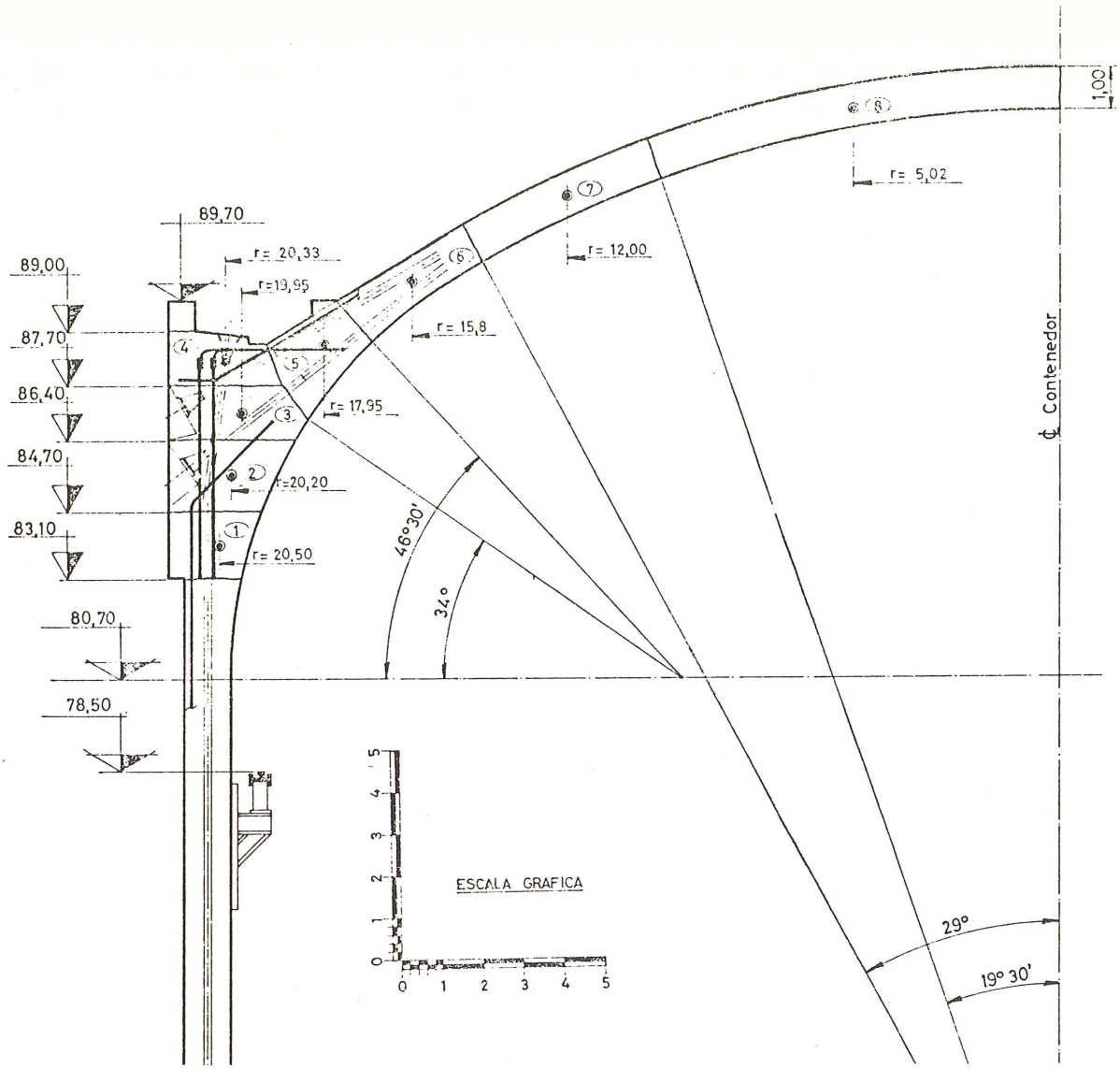
No se quería hacer una capa esférica de 20 cm. para rigidizar la cúpula metálica por las siguientes razones:

1º Se tenían antecedentes de que tres de las cúpulas realizadas por este sistema en otras centrales extranjeras, habían tenido fallos en el momento de tensar al separarse esta capa del resto del hormigonado.

2º La limpieza y tratamiento de una junta de hormigón tan extensa, no ofrecía garantías de buena ejecución, ya que sobre ella tenían que realizarse las operaciones siguientes de armado y colocación de vainas.

3º El curado del hormigón de una zona tan extensa, delgada y esférica no era garantizable.

4º El tránsito de personal y el arrastre inevitable de armaduras podía dañar y agrietar la capa de hormigón.



Fot. 25.— Esquema de las juntas de hormigonado de la cúpula y viga anillo.

La solución dada es la que se muestra en la Fot. 25.

El criterio general de esta solución es el siguiente:

1º Hormigonar por zonas anulares de la cúpula, a fin de que al endurecerse resulten autoportantes, y además ir rigidizando paulatinamente la cúpula metálica.

2º Juntas de hormigonado, no paralelas a ninguno de los haces de tendones.

3º La posición de las juntas, permitía que a medida que se iba avanzando, se iban colocando nuevos elementos, y así se permitía el hormigonado en forma clara.

4º La limpieza y tratamiento de las juntas sería factible y eficiente.

6. PROCESO CONSTRUCTIVO

La realización de la solución adoptada, requería un estudio minucioso de la secuencia y simultaneidad de las operaciones, a fin de que no se produjeran interferencias y esperas. Las operaciones principales englobadas a considerar fueron las siguientes:

1º Encofrados, consistentes en los siguientes:

a) Cúpula metálica, que era el intradós de la cúpula de hormigón. Esta debía colocarse, apoyada sobre la grúa polar, después de difinitavamente instalada.

b) Encofrado trepante, que formaba el paramento cilíndrico exterior de la viga anillo. Este encofrado tenía que adaptarse al nuevo diámetro, superior al del manto cilíndrico del edificio, estudiando las secuencias de trepado y sujeciones.

c) Encofrado de madera para los cajetines, y la forma del trazado de ubicación, y la sujeción al encofrado trepante. Estos cajetines se realizarían enteros en taller con la precisión de un mueblista.

d) Encofrado de las juntas de construcción con malla metálica.

e) Encofrados menores en madera para formar los asientos de los rieles de circulación de los pórticos móviles para el tensado de la cúpula.

2º Colocación de armaduras.

Las capas inferiores podían colocarse completas, después del encofrado metálico de la cúpula, ya que no interferían ninguna operación de colocación de los elementos del postensado.

Las demás capas y refuerzos detrás de los anclajes debían colocarse a medida del avance de la colocación de los elementos del postensado.

Los estribos se colocarán al final después de colocadas las vainas.

3º Colocación de los elementos del postensado.

a) Placas de apoyo, trompetas y codo de inyección, se colocarían en taller sobre el cajetín correspondiente, para posteriormente colocar el cajetín en su posición.

b) Tubos rígidos, que se colocarían después de afianzados los cajetines, y colocada una cierta parte de la armadura.

c) Vainas semirígidas. Estas se podrán colocar completas después de terminado el hormigonado de las fases 3 y 4. Las vainas inferiores, se sujetarían a distancias máximas de 1,80, por tratarse de trayectorias de simple curvatura, además las inferiores se apoyaban en la parte esférica sobre las armaduras inferiores.

d) Anclajes superiores verticales. Estos necesitaban unos soportes especiales metálicos muy rígidos, a fin de que el hormigonado no los desplazara. Se colocarían después de hormigonada la fase 2.

4º Hormigonado.

Se hormigonaría siguiendo las fases establecidas, dejando entre ellas por lo menos un lapso de tiempo de 15 días. El hormigonado se realizaría con bomba y en forma compensada, o sea avanzando simultáneamente por zonas diametralmente opuestas.

Para cada una de las distintas operaciones se emitieron los procedimientos correspondientes de ejecución.

7. REALIZACION DE LA CONSTRUCCION

La realización se desarrolló en líneas generales en la forma prevista y en las fotografías, que se muestran se pueden ver las etapas principales.

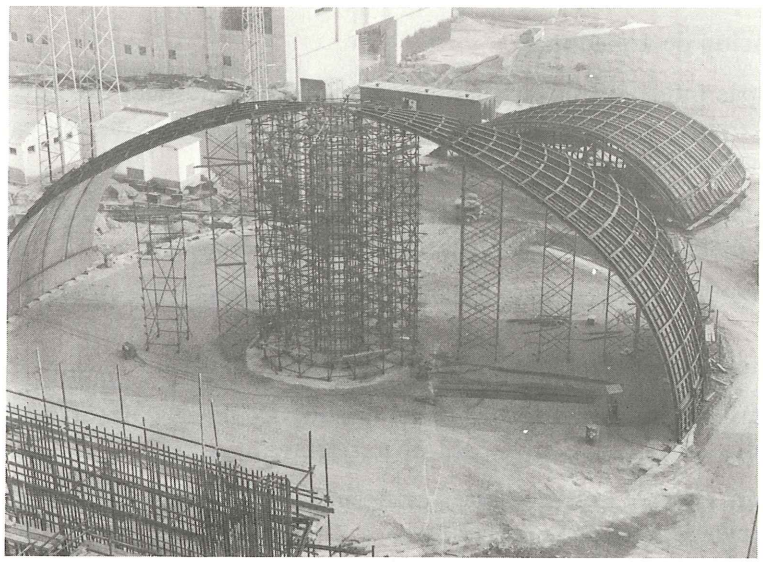
7.1. Encofrados de la cúpula

Se hizo un premontaje en el suelo de las partes en forma de gajos, que después de ajustados se izaron y colocaron en su sitio, para ser soldados definitivamente (Fotos 26, 27).

El premontaje se realizó en la zona de alcance de una grúa "Manitowoc" (Fot 28). 4100 W con Ringer Serie III.

La colocación fue avanzando siempre en forma compensada, colocando los gajos diametralmente opuestos. (Fot. 29). En esta foto puede verse el soporte, central definitivo, apoyado sobre la grúa polar. Una vez cerrada y soldada la cúpula se sacaría el soporte.

En la foto 30 se puede ver la cúpula metálica totalmente colocada.



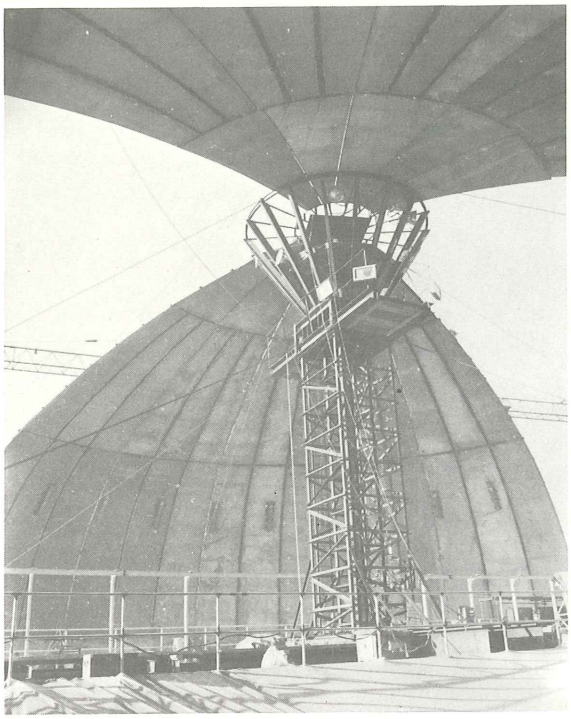
Fot. 26.– Ejecución del premontaje inicial

7.2 Encofrado trepante

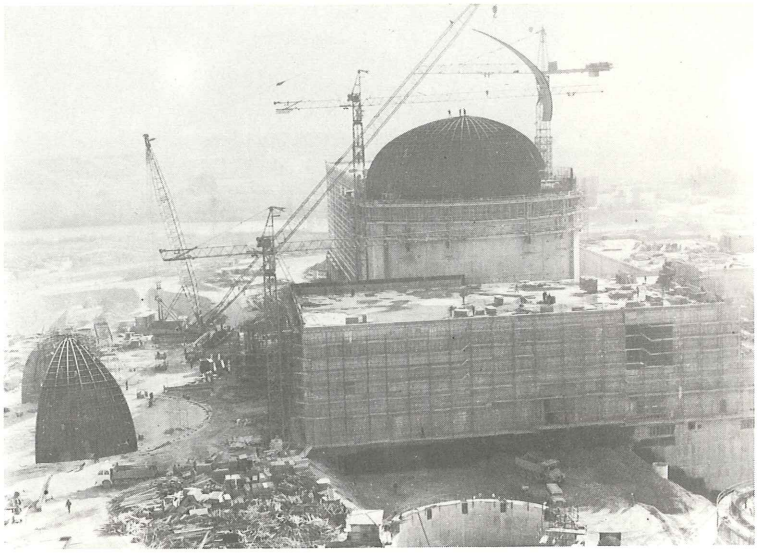
Se utilizó el encofrado trepante, ya que existía y se consideró más económico y rápido adaptarlo al nuevo diámetro sin contrafuertes, acondicionándolo a las nuevas fases de trepado distintas a las del manto cilíndrico.

En la foto 31, se puede ver el encofrado trepante antes de la adaptación.

En las Fot. 32, 33, 34 y 35, pueden verse las secuencias de trepado realizadas de acuerdo a las necesidades del postensado. En la segunda fase es cuando se realizó la operación de trazado sobre su paramento de la ubicación de los cajetines. Esta operación se realizó, desde una plataforma elevada, situada en el polo de la cúpula, por procedimientos trigonométricos con un taquímetro. Esta operación fue muy laboriosa, pero con resultados satisfactorios.



Fot. 27.— Detalle del soporte central definitivo.



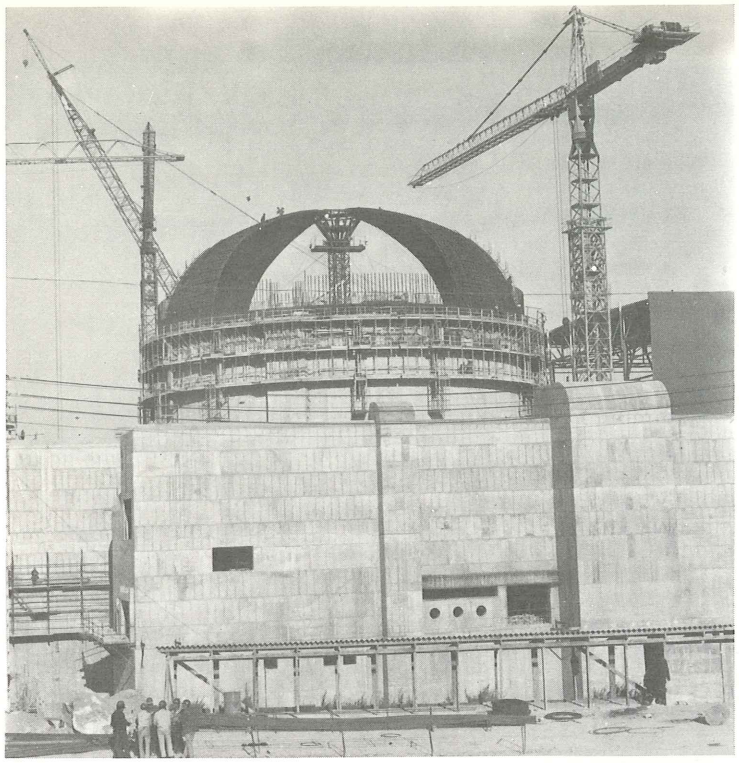
Fot. 28.— Operación de la grúa "Manitowok" izando un gajo.

7.3 Armaduras

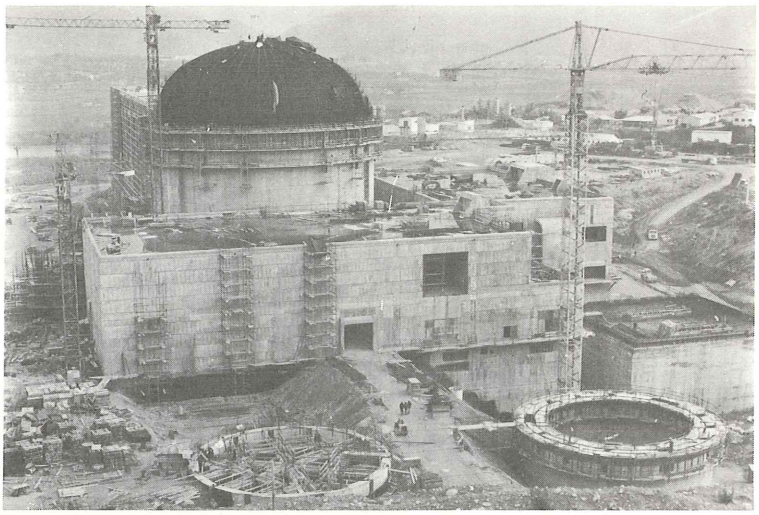
Toda la armadura es muy densa y de diámetros gruesos. Los verticales son de diámetro 57 mm.

La secuencia fue complicada, ya que aparte de permitir la colocación de todas las barras debía permitir los elementos del postensado insertados entre ellos. En el caso de alguna interferencia se podían cortar las armaduras y hacer un empalme tipo "cadweld".

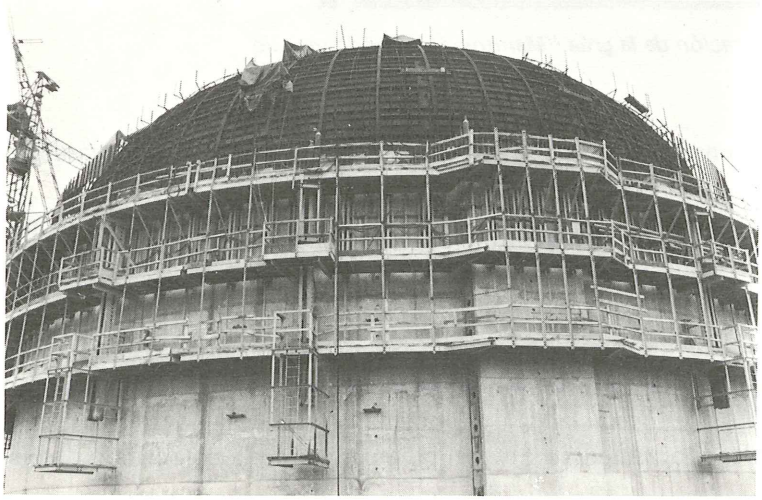
La secuencia de fotografías 36, 37, 38 y 39 muestra diversos estados de avance de la zona de la viga anillo. Sobre la parte horizontal que se ve en la fotografía 39, se colocarán los marcos para soportar las placas de los anclajes superiores de los tendones verticales (Fot. 40). Los estribos se fueron colocando a medida que se iba terminando la colocación de elementos del postensado.



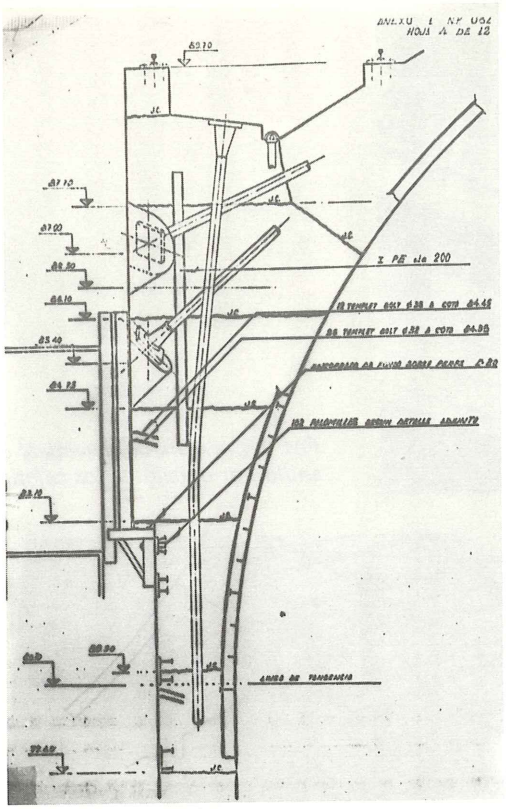
Fot. 29.— Colocación de gajos en forma compensada.



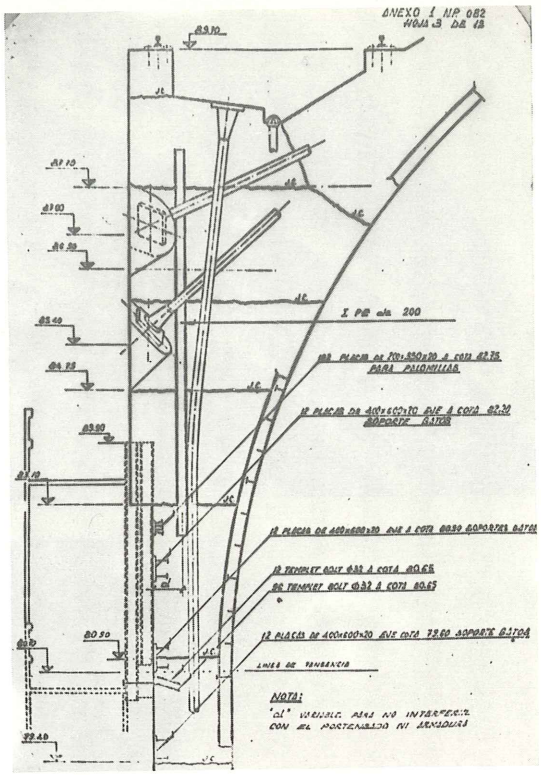
Fot. 30.— La cúpula metálica totalmente colocada.



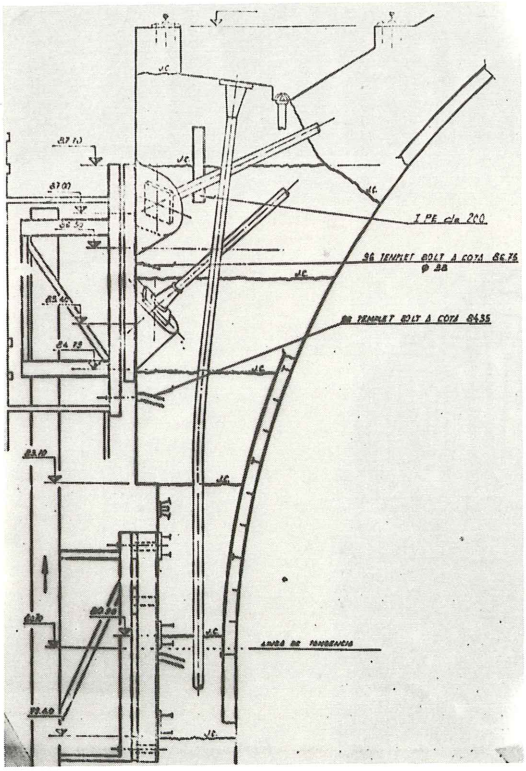
Fot. 31.— Encofrado trepante antes de adaptarlo.



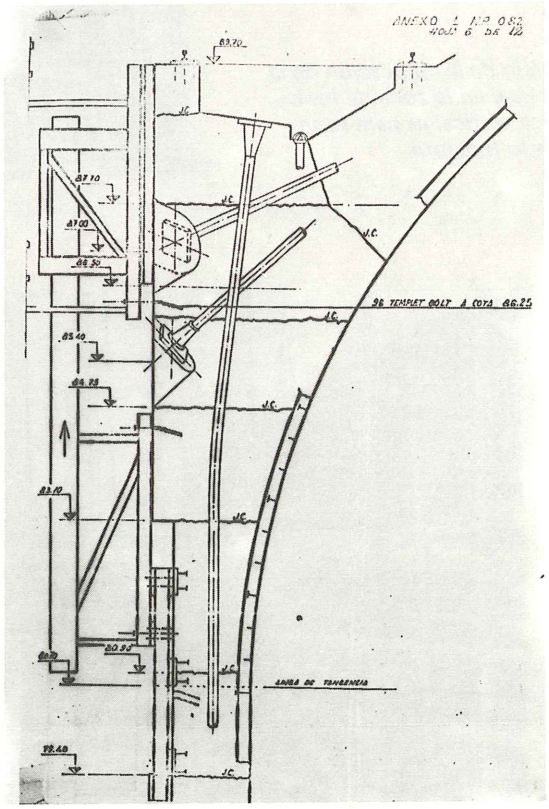
Fot. 32.— Ultima fase del encofrado trepante antes de la adaptación.



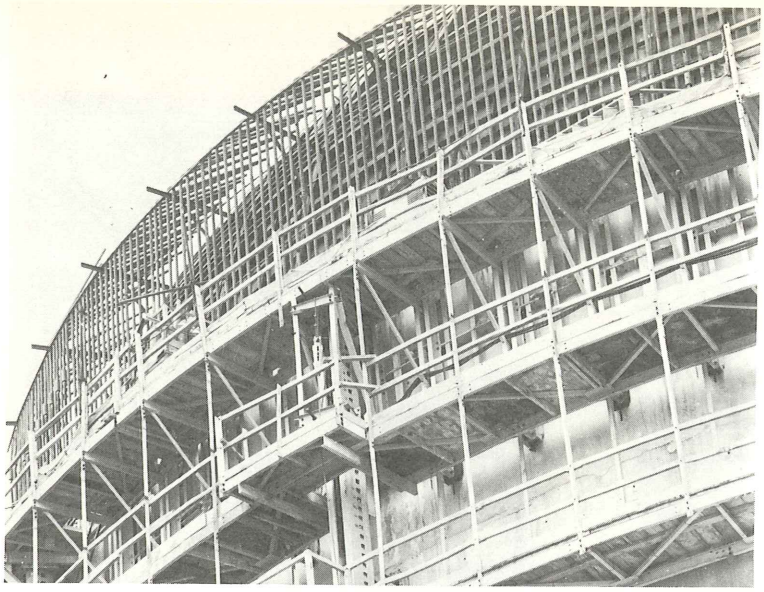
Fot. 33.— Primera fase del encofrado trepante en la viga anillo. En esta fase no se colocó ningún cajetín.



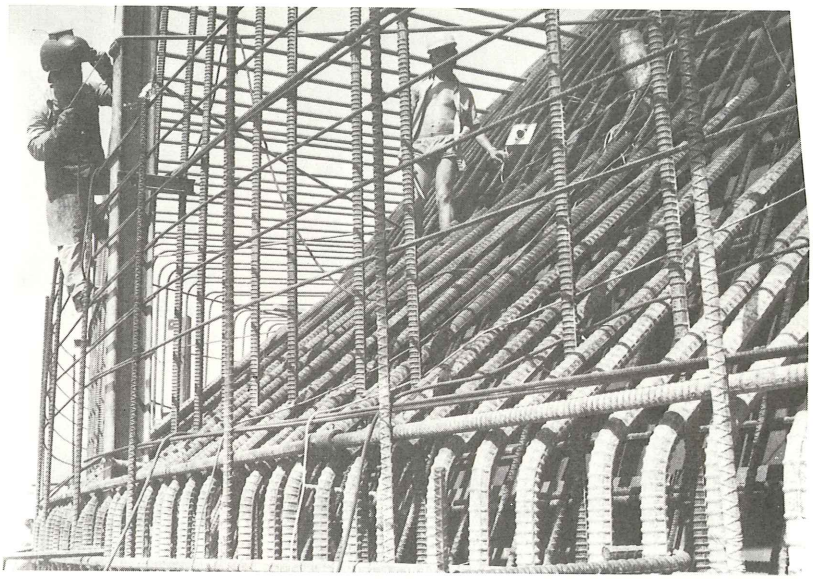
Fot. 34.— Segunda fase, abarcando los dos cajetines.



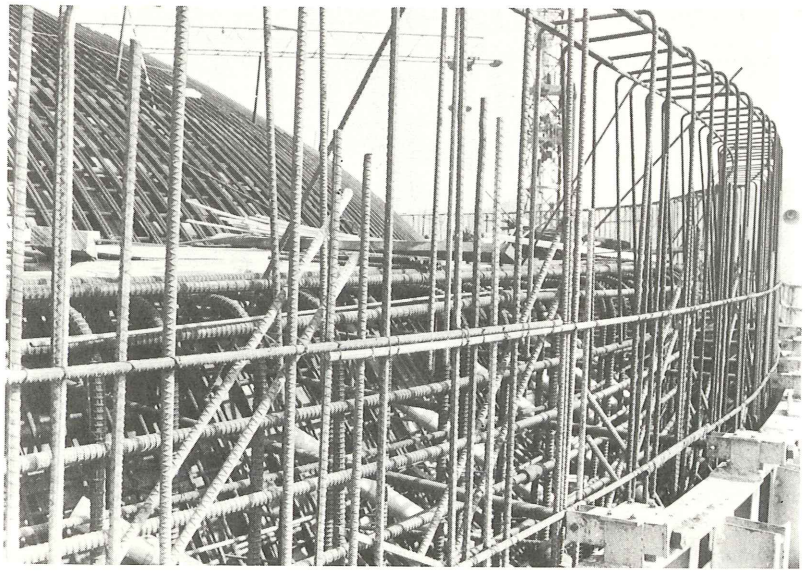
Fot. 35.— Tercera fase y última de trepado.



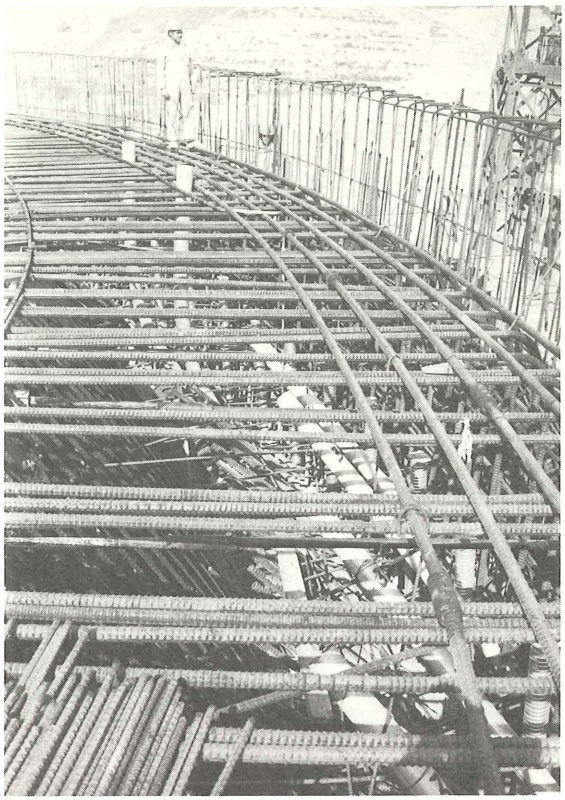
Fot. 36.— Armadura vertical de la viga anillo por debajo de los cajetines.



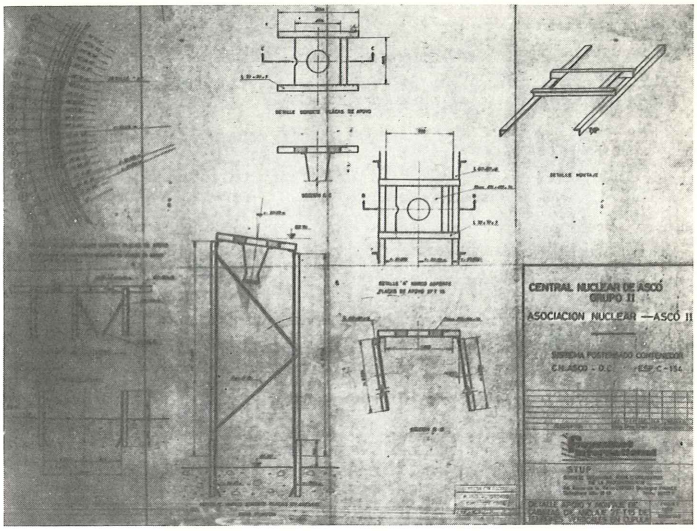
Fot. 37.— Inicio de la colocación de la armadura vertical en la zona de los cajetines. La viga vertical es para soportar el encofrado trepante.



Fot. 38.— Armadura inferior de la cúpula y parte final de la viga anillo.



Fot. 39.— Armadura plana superior de la viga anillo, por debajo de los anclajes superiores verticales.



Fot. 40.— Plano de los marcos de soporte de las placas superiores de los tendones verticales.

7.4 Colocación de elementos del Pretensado y Hormigonado

Estas dos operaciones siguieron unas secuencias muy estrictas. No se podía hormigonar, hasta después de haber colocado ciertos elementos del Postensado, y estos no podían seguir colocándose hasta después de hormigonar la etapa correspondiente.

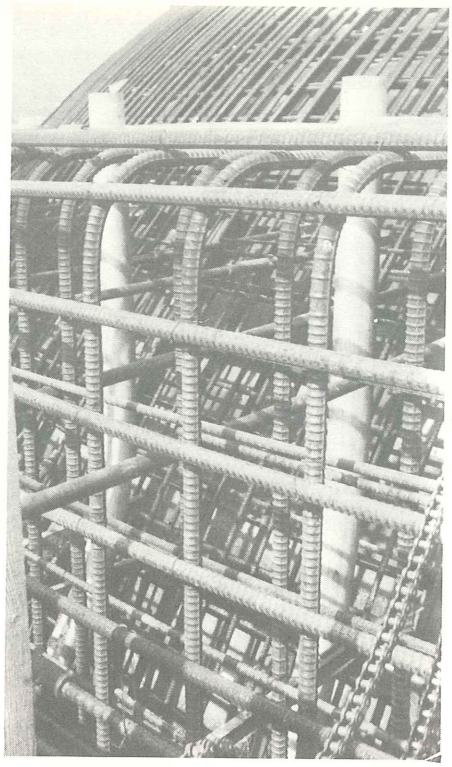
En las fotografías de la 41 a la 55 pueden verse detalles del proceso.

Desde el punto de tangencia de la cúpula con el cilíndro se vaciaron aproximadamente 3.800 metros cúbicos de hormigón.

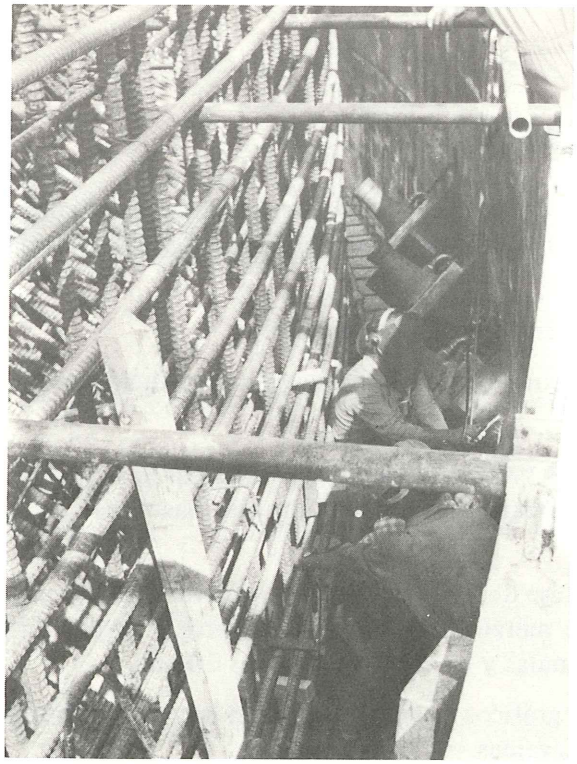
Durante todo el proceso del hormigonado, se pasaba por dentro de las vainas, un aparato metálico llamado "pasa o no pasa", para comprobar que durante el proceso, las vainas, no se han ovalizado, desencajado o perforado.

Durante todo el proceso a partir de la 4ª fase de hormigonado se tomaron medidas para ir controlando las deformaciones de la cúpula metálica y de las vainas antes y después del hormigonado. Las deformaciones fueron moderadas y no sobrepasaron los 20 mm.

En las fotos 56, 57 y 58 se pueden ver los gráficos en que se registran las deformaciones en vertical y las desviaciones horizontales de las vainas.



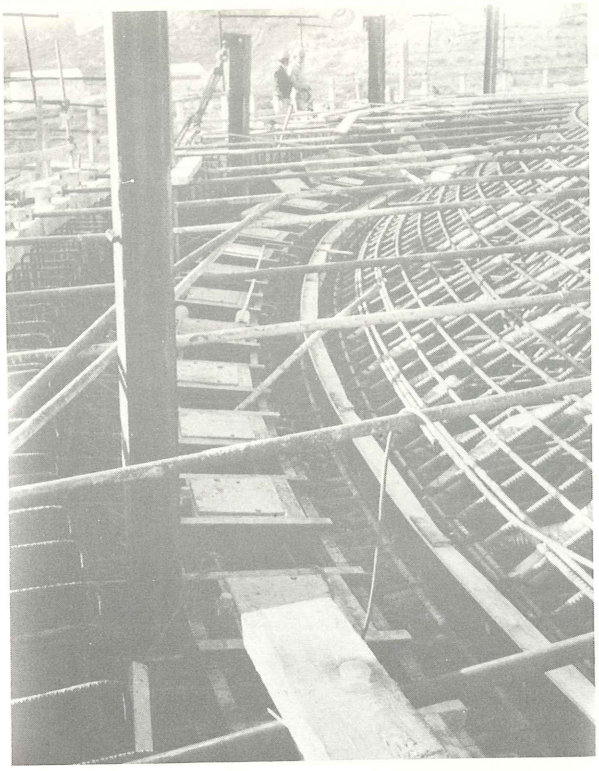
Fot. 41.— Vainas rígidas del final superior de los tendones verticales, dentro de la armadura de la viga anillo.



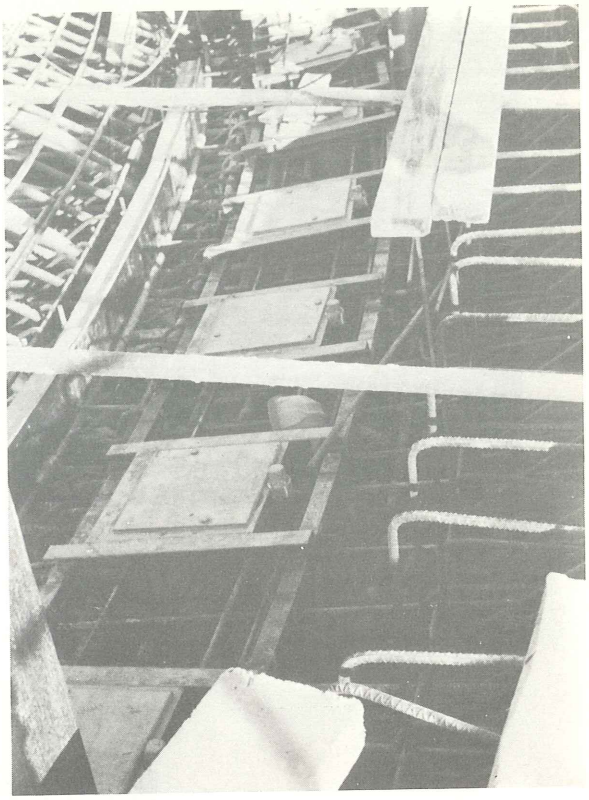
Fot. 42.— Colocación de los cajetines de los anclajes de la cúpula, sujetos al encofrado trepante.



Fot. 43.— Detalle de la foto anterior.



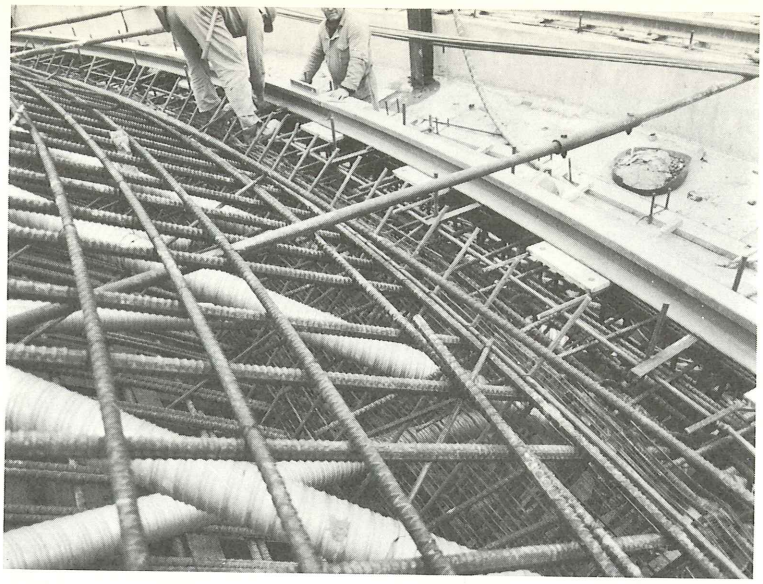
Fot. 44.— Colocación de las placas de apoyo de los anclajes en el paramento superior de la viga anillo.



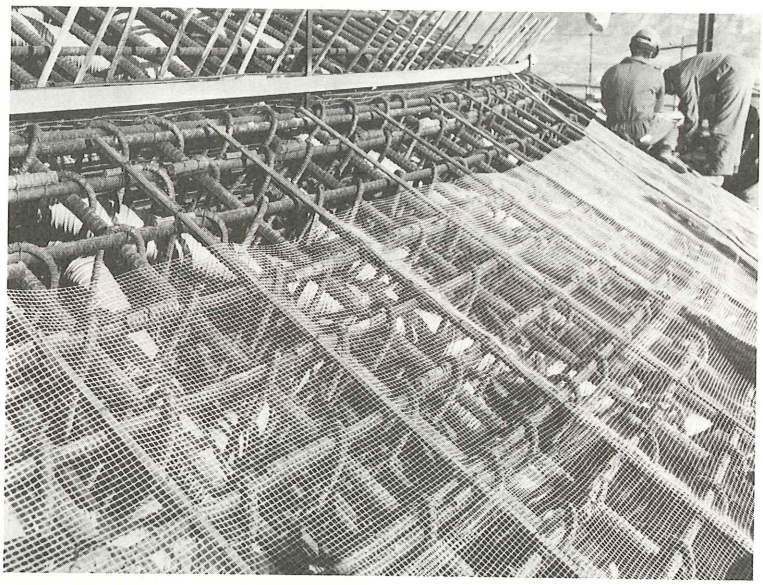
Fot. 45.— Detalle de la foto anterior.



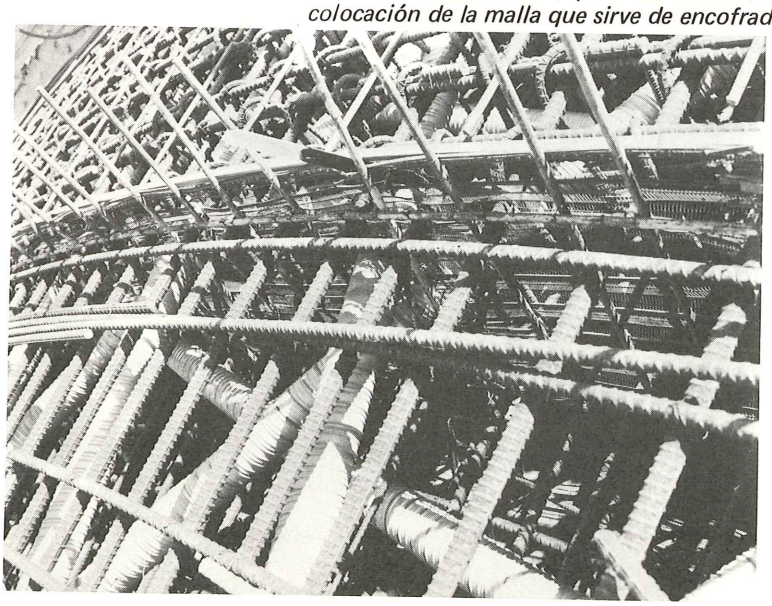
Fot. 46.— El hormigonado de la viga anillo terminado. Todas las vainas de la cúpula ya están terminadas y también la casi totalidad de la armadura superior.



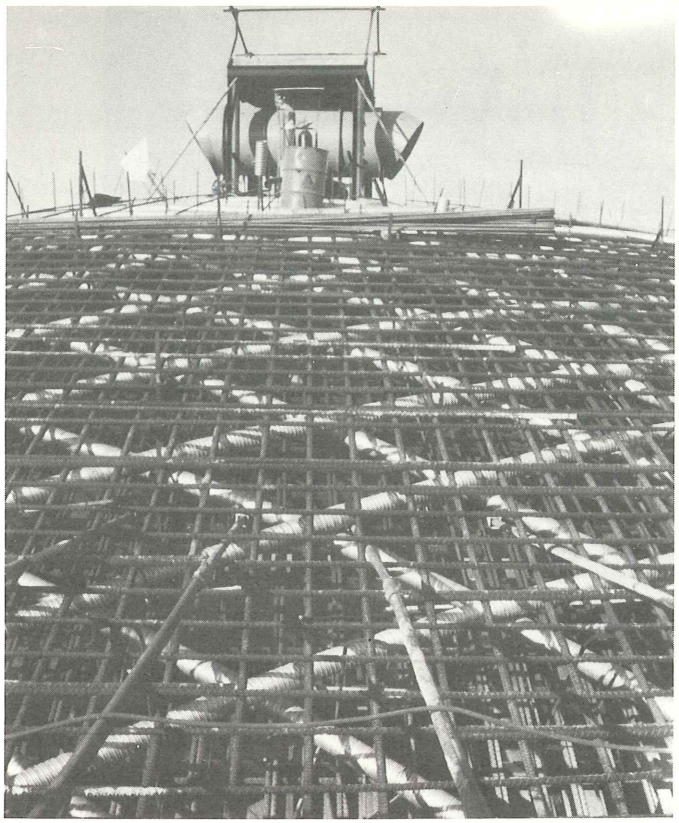
Fot. 47.— Colocación del riel y de la malla metálica que forma la junta de hormigonado.



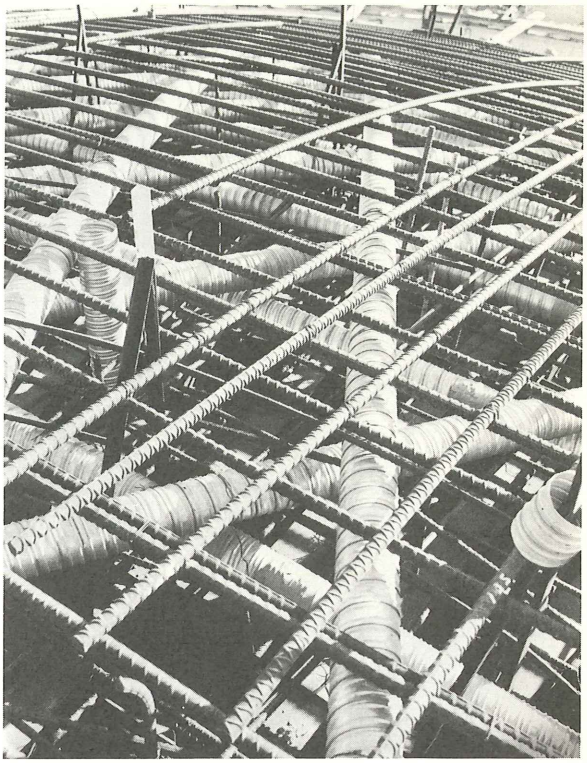
Fot. 48.— Armadura completada. Nótese la cantidad de estribos. Se está terminando la colocación de la malla que sirve de encofrado del trasdós de la cúpula.



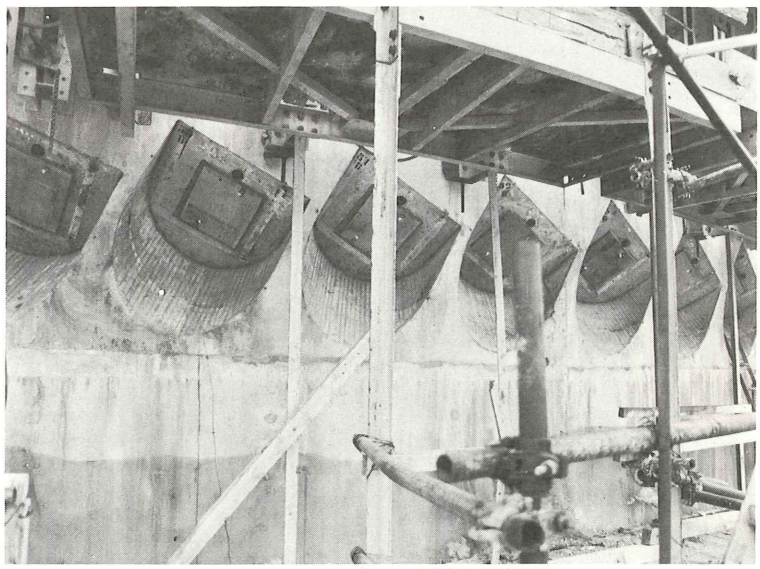
Fot. 49.— Vista de arriba hacia abajo de un sector de la cúpula, con el encofrado con metal desplegado de la junta de construcción.



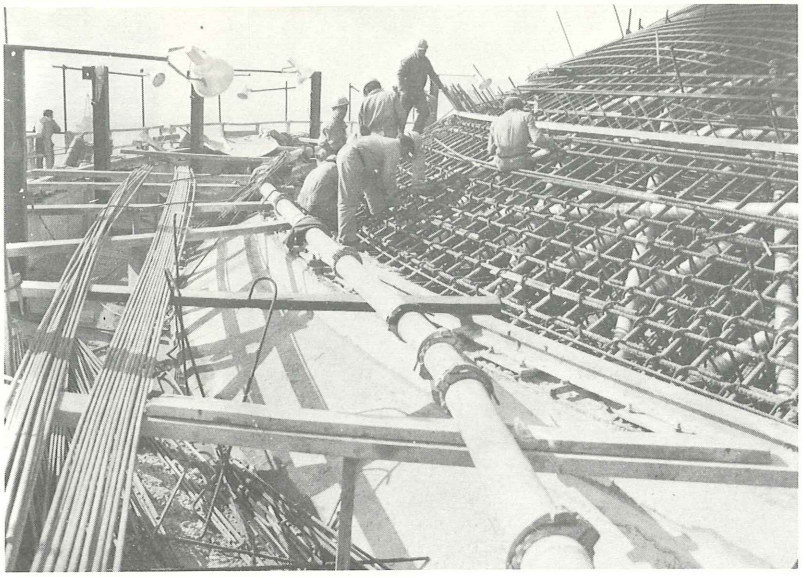
Fot. 50.— Vainas y armadura superior colocadas. Faltan los estribos.



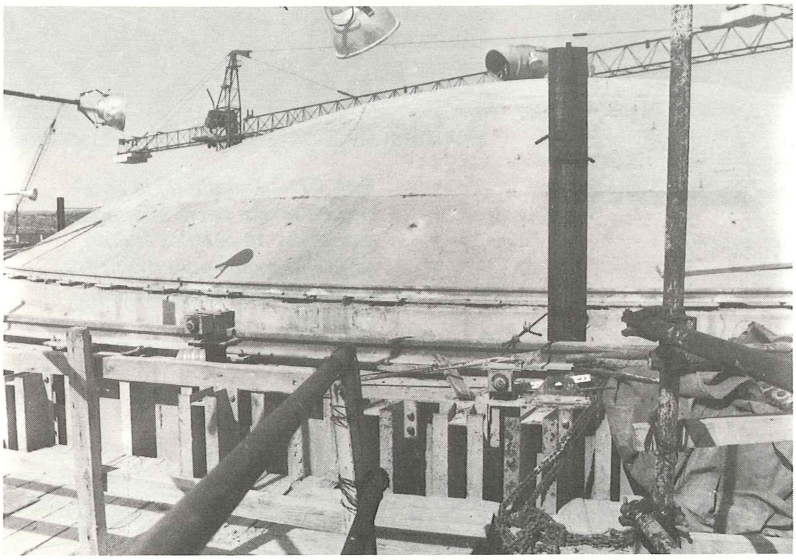
Fot. 51.— Detalle de la anterior de arriba hacia abajo. Las escuadras de perfiles ángulo, son referencias para medir los desplazamientos de la cúpula metálica.



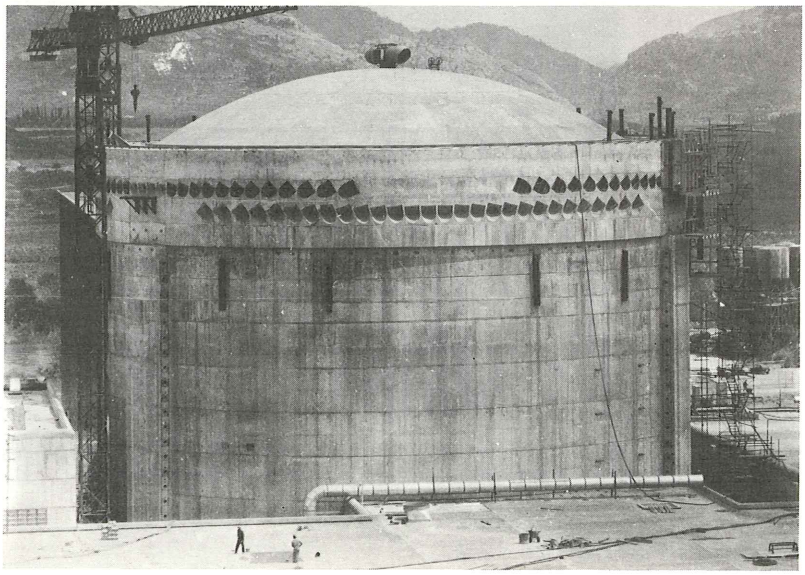
Fot. 52.— Parte central de la viga anillo desencofrada. Pueden apreciarse bien los cajetines de los anclajes de la cúpula.



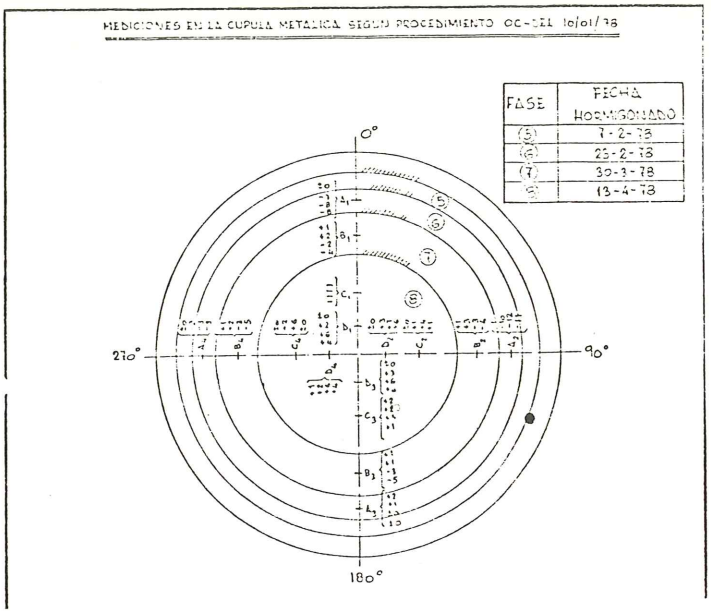
Fot. 53.— El tubo que se ve es para la conducción del hormigón bombeado.



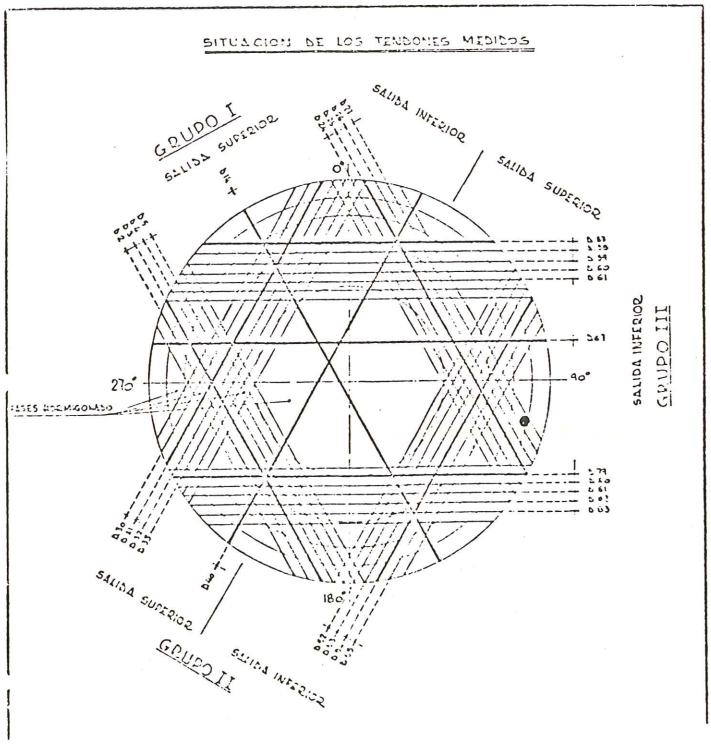
Fot. 54.— El hormigonado de la cúpula ha finalizado.



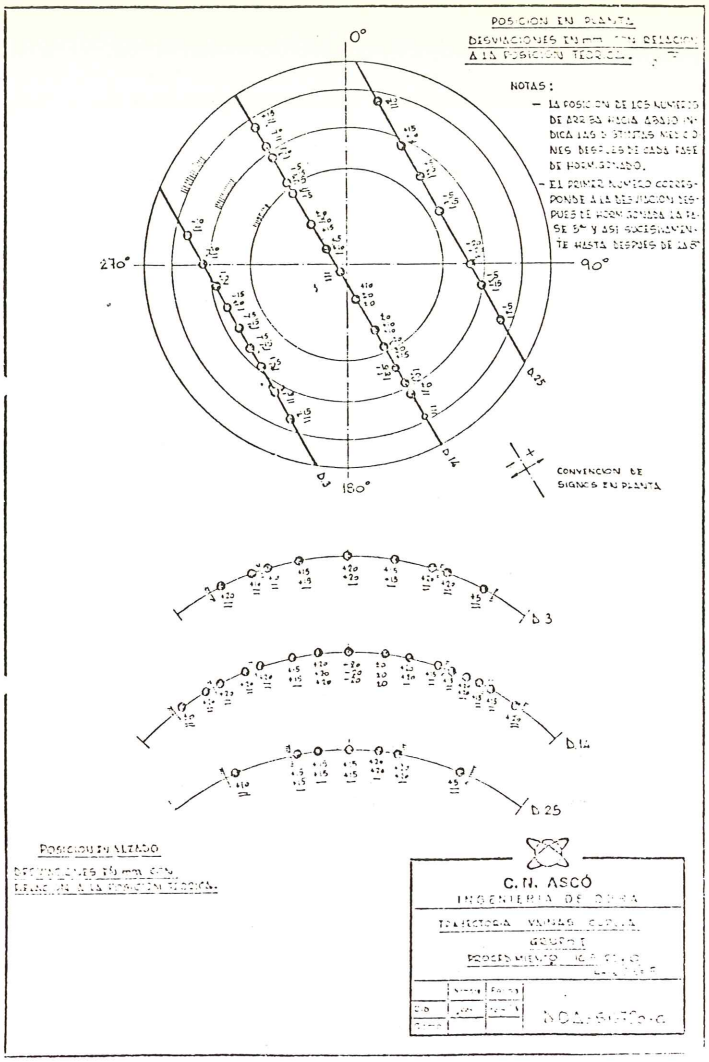
Fot. 55.— La viga anillo y la cúpula terminadas y totalmente desencofradas. El perfil de la cúpula se ve perfectamente terminado así como la secuencia de posiciones de los anclajes de la cúpula.



Fot. 56.— Registro de las deformaciones de la cúpula metálica, durante el hormigonado de las distintas fases y desde su posición inicial.



Fot. 57.— Gráfico que indica en línea gruesa las vainas que se midieron.



Fot. 58.— Registro de las deformaciones verticales y desviaciones horizontales, ocurridas en tres vainas de la capa superior, durante el proceso de colocación y hormigonado, y con relación a una posición teórica relativa inicial dentro de la sección real de la cúpula.

8. CONCLUSIONES

La experiencia vivida conduce a formularse las siguientes reflexiones:

1º Este tipo de obras no pueden proyectarse sin estudiar hasta el más mínimo detalle las posibilidades constructivas.

2º Dando conocimiento de las experiencias vividas, con todas sus dudas y soluciones adoptadas y resultados obtenidos, se contribuye al perfeccionamiento de la Técnica, y se va creando una independencia tecnológica.

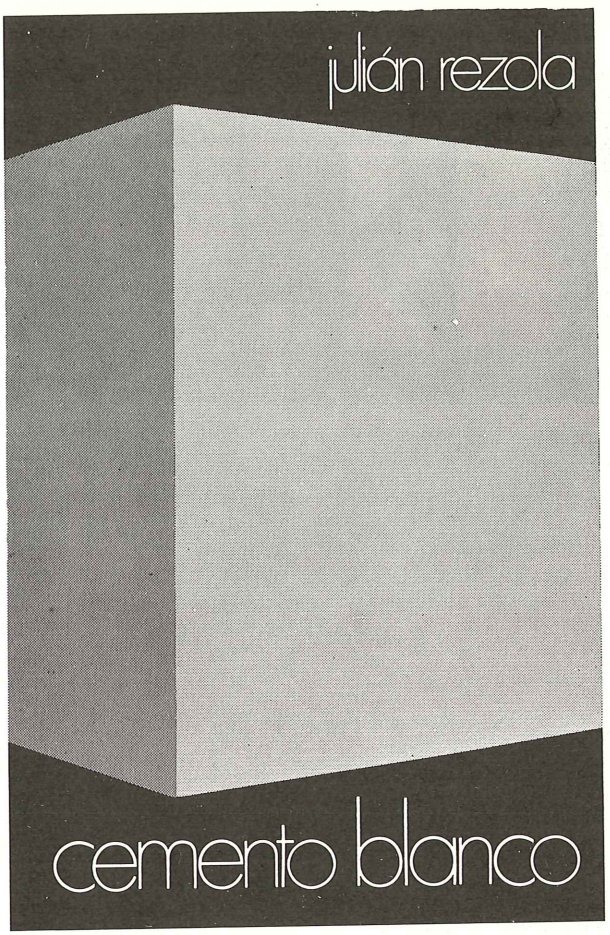
3º Para el bien y el progreso de la tecnología nacional, y para poder emprender obras de mayor envergadura y precisión, es necesario que todos los profesionales, que viven tales obras, aporten su contribución por modesta que les pueda parecer.

4º Que se han resuelto algunos problemas, pero que se han descubierto muchos nuevos que han quedado sin respuesta satisfactoria.

5º Que se recopilarán y ordenarán las experiencias y los problemas, para su estudio y que en algún momento pudieran transformarse en recomendaciones.

6º Agradezco a la Dirección de la Central Nuclear las facilidades y autorización para realizar esta comunicación, así como también a mis compañeros de trabajo y colaboradores que me han ayudado a realizarlo.

publicación
del i.e.t.c.c.



cemento blanco

JULIAN REZOLA

Ingeniero Químico Dipl. I. Q. S.

Este libro obtuvo un accésit al Premio Internacional Instituto Eduardo Torroja, en noviembre de 1974.

Sabido es que existe una extensa y documentada bibliografía sobre el cemento gris; en cambio, no puede decirse lo mismo acerca del cemento portland blanco, ya que los escritos existentes se refieren tan sólo a algunas peculiaridades que le distinguen de aquél.

Este extenso trabajo tiene el gran interés de tratar el tema en todos sus aspectos, desde el estudio de las rocas que lo originan y su evolución en el transcurso de los años, hasta los procesos más adecuados para su fabricación, la maquinaria a emplear y los medios de control más convenientes.

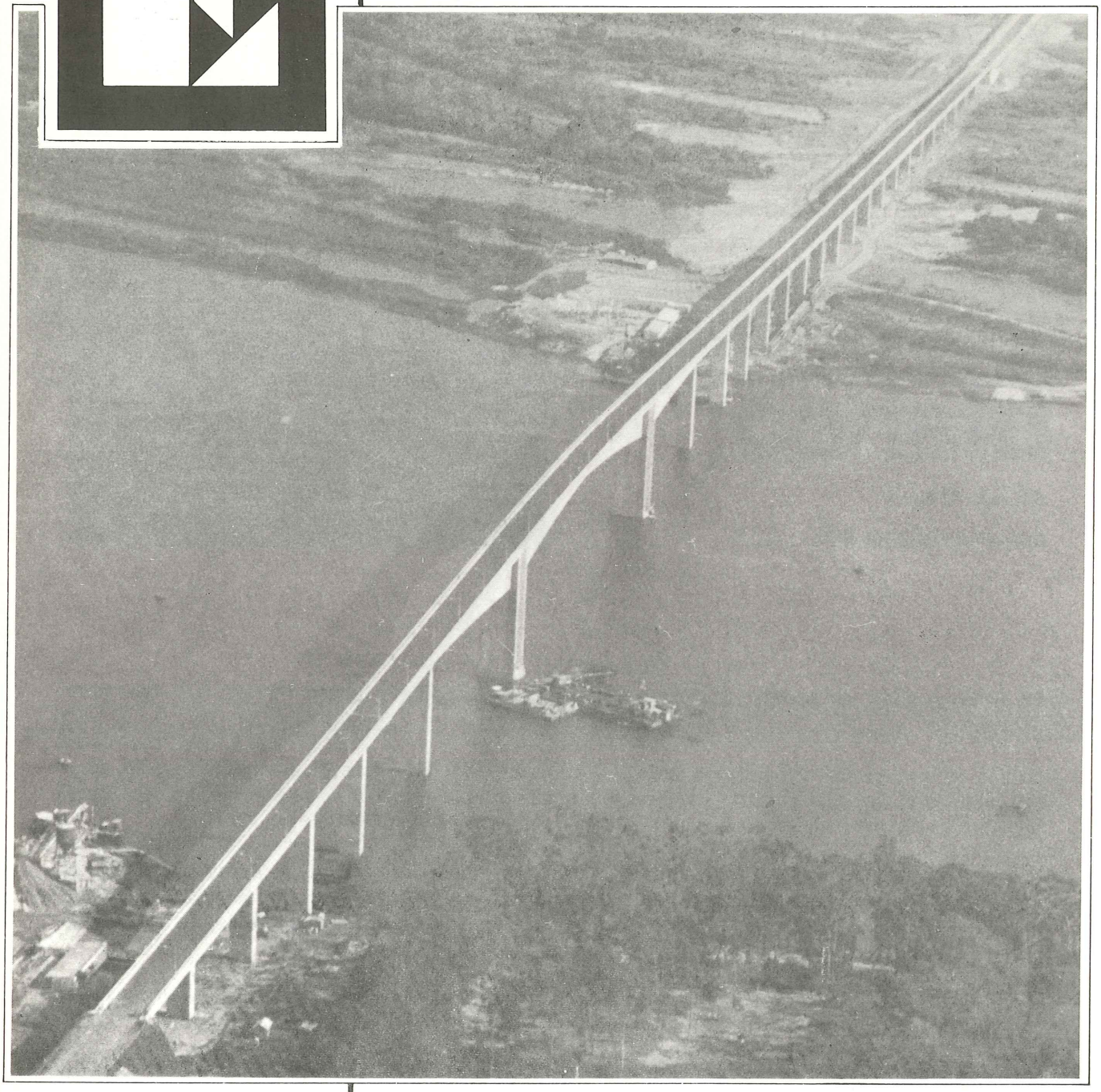
El autor nos ofrece sus profundos conocimientos y su larga experiencia tanto en laboratorio como en fabricación.

La parte descriptiva del libro se complementa con gráficos, diagramas y fotografías de gran utilidad, destinados a conseguir la aplicación apropiada de este aglomerante.

Un volumen encuadernado en 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.

VIAS DE COMUNICACION • OBRAS MARITIMAS
OBRAS HIDRAULICAS • CENTRALES ELECTRICAS • PLANTAS INDUSTRIALES • EDIFICACION



PUENTE SOBRE EL
RIO PARAGUAY
EN ASUNCION
(PARAGUAY)

CONSTRUYE:

ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.

Juan de Mena, 8
Madrid·14

Proyecto y construcción de un puente sobre el río Paraguay.

Alvaro Fernández
Ingeniero de Caminos

1. Generalidades

El Paraguay, país sin costas y en el centro de América del Sur, se encuentra dividido, por el río de su mismo nombre, en dos regiones muy diferenciadas. La región oriental, donde se concentra la mayoría de la población y de donde proceden los principales recursos económicos, y la región del Chaco, muy extensa pero escasamente desarrollada. Una importante razón de este atraso del Chaco es precisamente el corte en las vías de comunicación que representa la existencia del caudaloso río Paraguay.

El puente que nos ocupa, primero que se construye sobre dicho río, viene a satisfacer así una vieja aspiración de este país.

En Agosto de 1975, el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones adjudicó, luego de licitación pública, el Proyecto y Construcción de la obra a la empresa constructora española ENTRECANALES Y TAVORA, S.A., asociada con su filial IBERINSA, para la raalización del proyecto.

2. Solución estructural

Los informes geológicos previos indicaban la existencia de una importante cobertura de arena fina, de unos 15 a 20 metros de potencia, tanto en la margen derecha del lado Chaco, inundable en avenidas extraordinarias, como en la mitad del cauce propiamente dicho. Debajo de esta arena se encontraba una arenisca ferruginosa, muy débilmente cementada que afloraba en la mitad del cauce. Este afloramiento se extendía también en la margen izquierda del lado donde se encuentra Asunción, capital del país.

Los condicionantes hidráulicos imponían un espejo de agua en avenidas de 1.250 m de ancho, un canal de navegación de 150 m, con niveles probables de agua oscilando entre la cota ± 0,0 y la + 6,50, correspondientes a profundidades aproximadas entre 6,5 y 13 m.

La ubicación en planta fue decidida principalmente en la zona donde el fondo de arenisca aparecía con menos irregularidades, lejos de algunas cavernas probablemente producidas por socavación de remolinos, frecuentes en el área.

Situada así la traza en planta, se presentaban tres partes claramente diferenciadas:

– Una parte, acceso en la margen derecha del lado Chaco, bastante plana y a una cota

media aproximada de + 5,0 m, formada de arenas aluviales, como hemos dicho anteriormente y con posibilidad de inundaciones ocasionales.

- Una parte, acceso en la margen izquierda, del lado Asunción, fuera del cauce del río, con la arenisca superficial aunque meteorizada en unos 3 m.
- Una parte central dentro del cauce del río. En su mitad de la margen derecha se encuentra una arena fina que puede llegar a 6 m de potencia antes de que aparezca la arenisca. En su mitad de la margen derecha, al fondo del río lo constituye la propia roca.

Las características geológicas mencionadas aconsejaron la utilización de pilotes de gran diámetro, 1,6 m, atravesando la capa de arena fina y empotrándose varios diámetros en la roca. En las cimentaciones del cauce donde aparecía la arenisca sin cobertura de arena, fue también considerada necesaria la utilización del mismo tipo de pilotaje debido a la escasa cementación de la roca. Se pudo comprobar que ésta, de suficiente capaciad de carga estática, no tenía ninguna razonable posibilidad de defenderse de la intensa socovación que podía originarse por el emplazamiento de las pilas y sus cimentaciones.

Con el fin de respetar el ancho de navegación de 150 m, se proyectó la luz central de 170 m entre ejes de pilas, estricto mínimo necesario.

Para el acceso del lado del Chaco, de unos 700 m de longitud se tantearon algunas soluciones estructurales. Entre la solución de vigas prefabricadas y la de viga continua en cajón, no aparecieron diferencias económicas significativas, adoptándose entonces la segunda, más funcional por la reducción de juntas de calzada y de mejor efecto estético.

El acceso del lado de Asunción, aunque mucho más corto, se proyectó con idéntica solución estructural a la anterior para conseguir unicidad en las formas. El vano central de 170 m se continua a cada lado por otros dos de 85 m. A continuación el vano de 60 m enlaza con la viga continua, equilibrándose la secuncia en reducción de luces.

Con el fin de satisfacer las imposiciones de gálibo de navegación, máxima pendiente longitudinal y espejo de agua para máximas avenidas, el perfil quedó definido en el lado del Chaco con dos pendientes del 3,5 y 2,5 por 100 con acuerdo parabólico intermedio en 170 m. En el lado de Asunción por una rasante con pendiente del 3,5 por 100. En la parte central, entre las pilas principales que encuadran la luz de 170 m, la rasante es un acuerdo parabólico que enlaza las dos pendientes laterales del 3,5 por 100. Con esta disposición se obtuvo la menor longitud posible de tablero, 1370 m, que cumplía las condiciones impuestas.

El acceso del lado *Chaco* se resolvió mediante una viga cajón continua en hormigón pretensado, hormigonada tramo a tramo con auxilio de una *cimbra automóvil.* Las luces que eran apropiadas para esta solución con los medios que disponía la Empresa, fueron de 42 m entre ejes con excepción de la primera que se fijó en 35 m. El tablero así constituído, continuo en 762 m , y con rótula fija únicamente sobre el estribo, tiene una secuencia de luces de 35 + 17 x 42.

El acceso del lado Asunción es similar, como hemos apuntado, también con rótula fija en el estribo y secuencia de luces, 35 + 3 x 42. Dado que el plazo de ejecución de la obra no permitía la reutilización de la cimbra automóvil en este lado, se ha hormigonado tramo a tramo sobre cimbra, apoyada en el terreno. Ha sido posible, sin embargo, la reutilización de los encofrados empleados en el lado Chaco.

Con una luz principal de 170 m. se consideró conveniente la continuidad de la clave por la conocida razón de atenuar las deformaciones diferidas. Esta continuidad, con altura de pilas relativamente pequeña de 30 m, obligó a la elección entre una solución de apoyo deslizante sobre una de ellas o la adopción de pila-pantallas con suficiente flexibilidad para

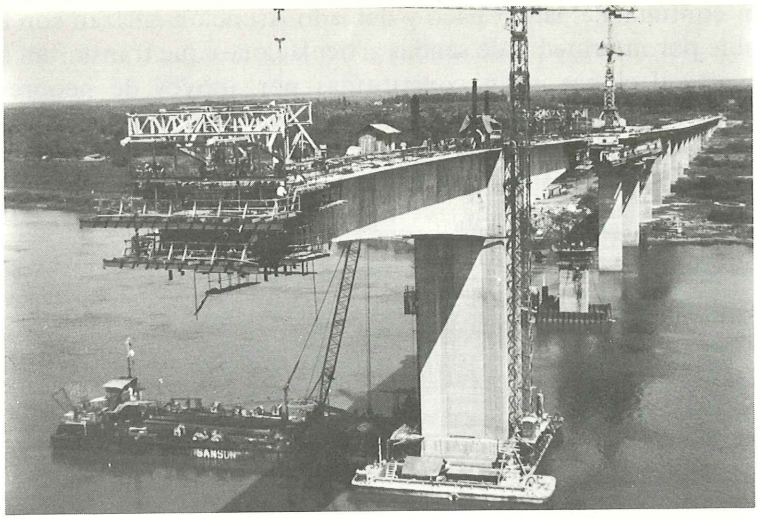


Fig. 1.

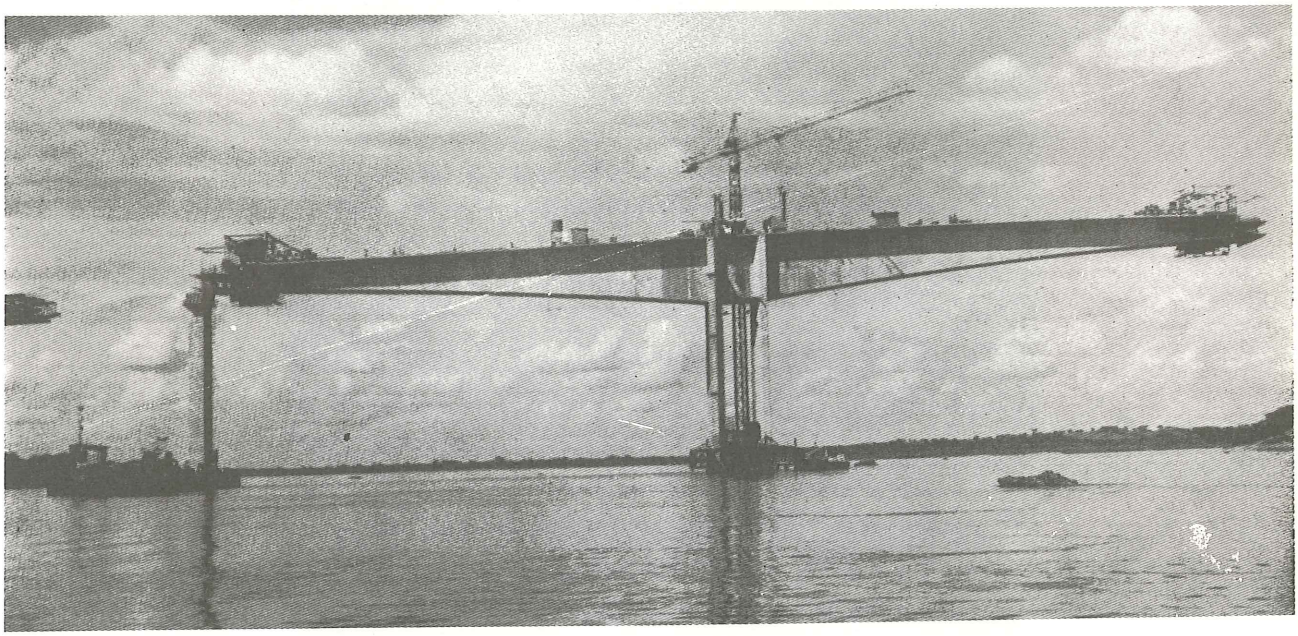


Fig. 2.

desplazamientos horizontales de su cabeza. Se adoptó esta segunda solución con el fin de eliminar los costosos aparatos de apoyo deslizantes que se necesitarían en estas pilas fuertemente sobrecargadas, en la otra hipótesis. Por el contrario, el empotramiento entre pantallas y el dintel es limpio, sin sofisticados mecanismos de apoyo, permite el avance en ménsula con los carros sin establecer empotramientos provisionales y puede conducir, además, a una buena solución estética.

Las pantallas de estas pilas principales, las No. 20 y 21, si bien flexibles, deben tener también la rigidez necesaria para absorber las fuerzas horizontales de viento y frenado, así como la necesaria rigidez para evitar el pandeo de conjunto. Por esta razón se han previsto de sección ligeramente arqueada, en lugar de rectangulares.

Los accesos en viga cajón continua del lado Chaco y del lado Asunción enlazan con los vanos centrales de canto variable por intermedio de sendas articulaciones que transmiten sólo esfuerzos verticales. Estas articulaciones están constituídas por apoyos de neopreno teflon. En el plano vertical de las articulaciones se situan las dos únicas juntas de calzada de todo el puente. La mayor de las dos, que enlaza con el acceso lado Chaco, debe permitir movimientos de –40 cm y + 20 cm por fluencia, retracción y temperatura.



Fig. 3.

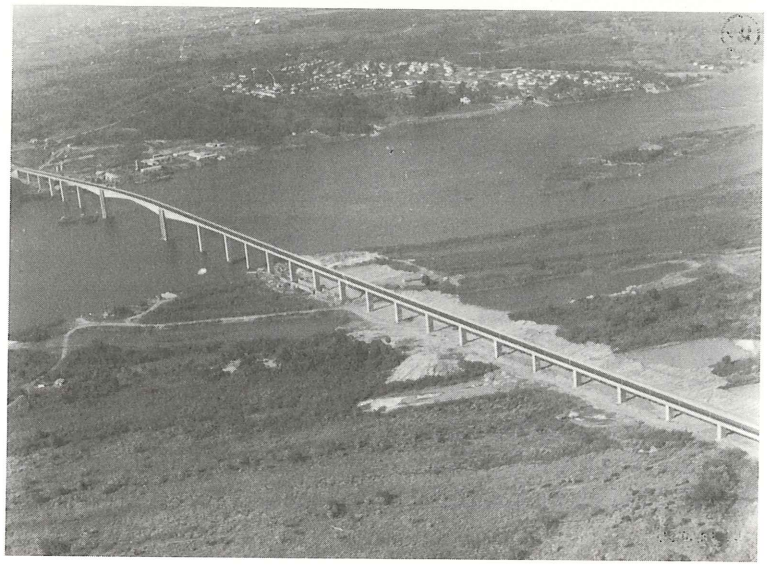


Fig. 4.

3. Descripción de la Estructura

El tablero, previsto para dos vías de circulación, tiene un ancho de 7,6 m, una acera peatonal de 2,0 m y un andén de servicio de 0,9 m., con un total de 10, 5m. Unos bordillos elevados cumplen la función de proteger la circulación de peatones y actuar de guías contra impactos de los vehículos.

La viga continua de los accesos tiene un canto constante de 2,28 m. con pendiente lateral de desagüe. La losa superior es de 24 cm. y la inferior variable desde un mínimo de 14 cm. hasta 28 cm. sobre los apoyos. Las almas son de 35 cm., aumentando a 60 cm. también sobre apoyos. El pretensado longitudinal está constituído por ocho tendones de 16 T 1/2" más dos tendones de 12 T 1/2", tesados tramo a tramo, con empalmes en las juntas, a 1/5 de la luz. Todo el pretensado del puente ha sido realizado con el sistema "Stronghold". No se

ALZADO GENERAL DE CABLES

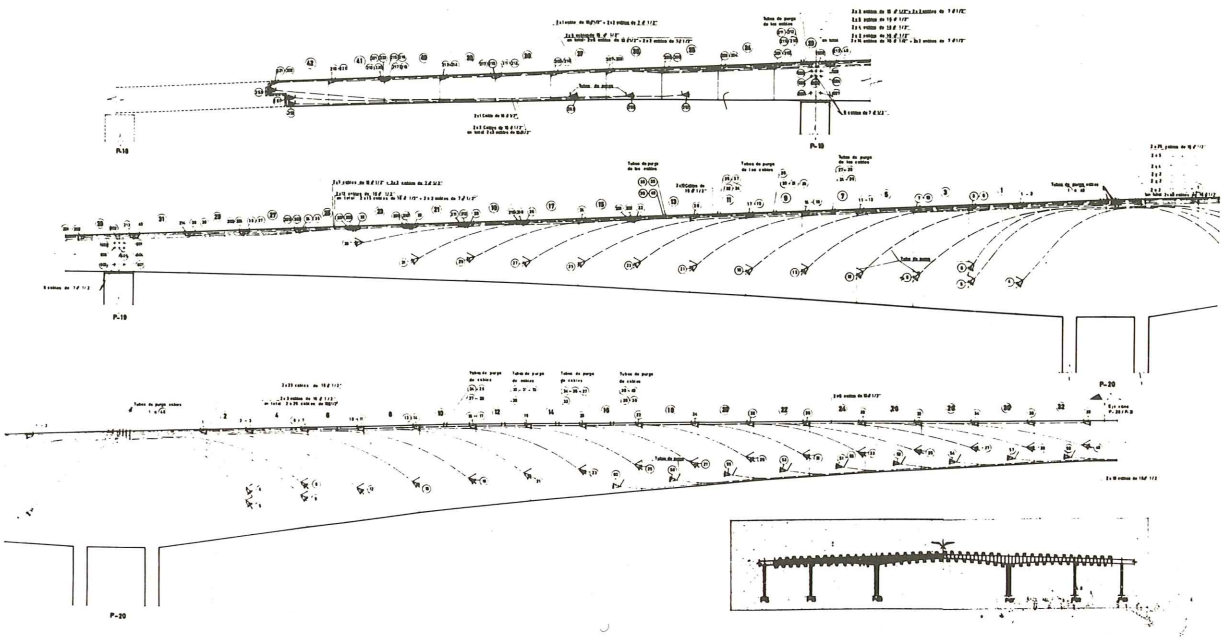


Fig. 5.

ha previsto pretensado transversal en la losa superior ni en las vigas traviesas.

Los apoyos deslizantes son de neopreno-teflón. La rótula, sobre el estribo en fundición mecanizada, transmite las fuerzas horizontales.

Las pilas son de sección rectangular hueca de 5,10 x 2,5 m, con paredes de 25 cm de espesor y construidas con encofrados deslizantes.

Las trece pilas más cercanas al estribo y, por consiguiente, de menor altura, se cimentan con una pareja de pilotes excavados de 1,6 m de diámetro. Estos pilotes alcanzan los 25 m para atravesar la capa de arena y empotrarse convenientemente en la roca. El resto de las pilas, hasta la 17, se cimentan sobre tres pilotes similares a los anteriores y con un encepado triangular de reparto. Las pilas 18, 19, 22 y 23, en el cauce, se cimentan sobre seis pilotes cada una.

Las cimentaciones de las pilas de la viga continua del lado de Asunción son zapatas apoyadas directamente en la arenisca, una vez retirada la capa meteorizada.

Los vanos centrales, sobre el río, de luces 60 + 85 + 170 + 85 + 60, de canto variable, se construyen todos por voladizos sucesivos.

El canto del dintel varía desde un máximo de 10 m. sobre las dos pilas centrales Nos. 20 y 21, hasta 2,28 m en la clave del vano mayor en el centro del río. El canto disminuye también de forma continua en los vanos laterales de 85 y 60 hasta 2,28 m al enlazar con la viga cajón continua del mismo canto, en la vertical de la articulación. Esta articulación, al mismo tiempo que la junta de calzada, está en el extremo de un voladizo de 13,4 m de la viga continua.

Las formas externas de los vanos de canto variable coinciden con las homólogas de la viga continua. La losa superior es también de 24 cm. de espesor y la inferior varía entre un mínimo de 18 cm y un máximo de 10 m en el empotramiento con las pilas centrales.

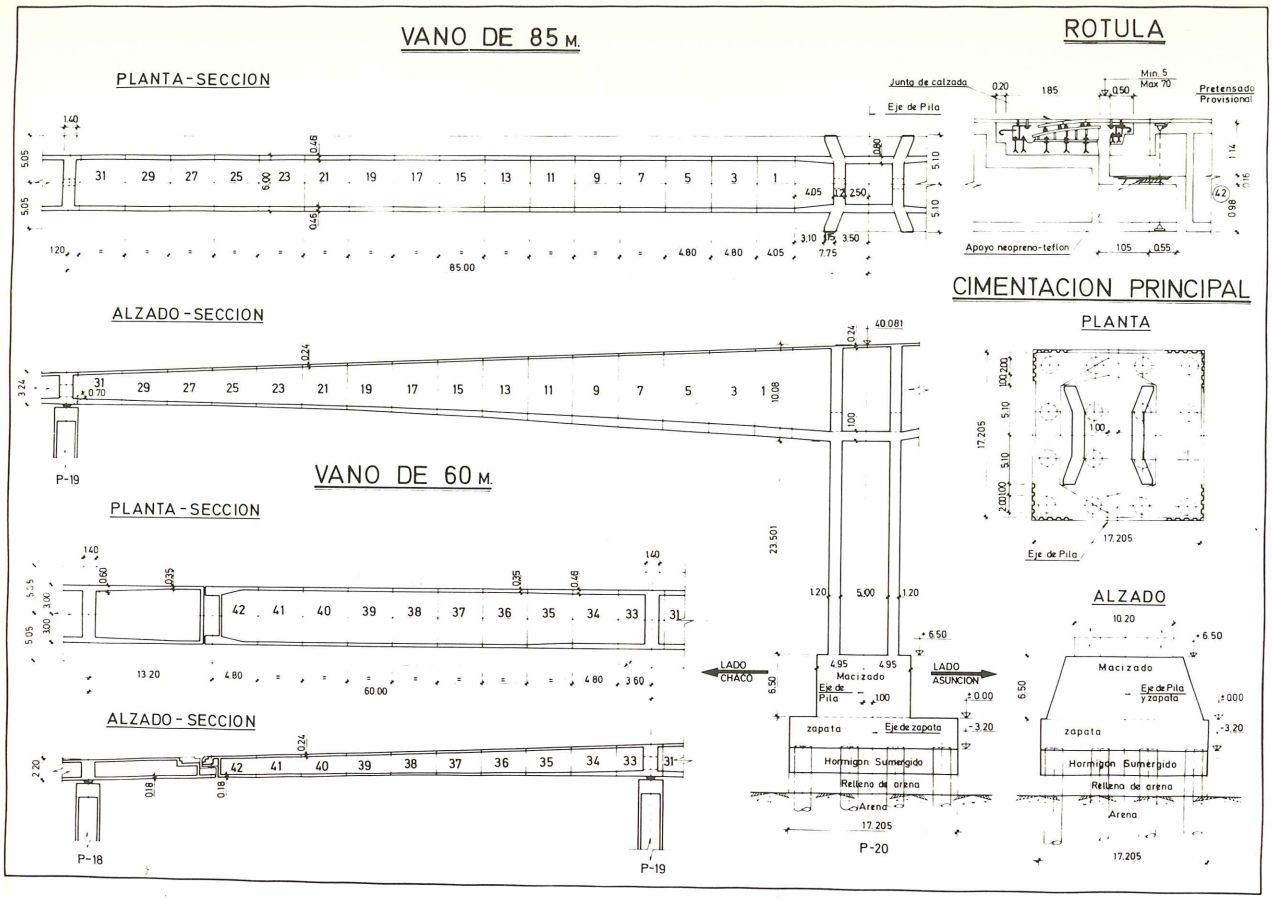

VANO DE 85 M.
PLANTA - SECCION
ALZADO - SECCION
VANO DE 60 M.
PLANTA - SECCION
ALZADO - SECCION
P-18
P-19
P-19
P-20
ROTULA
Junta de calzada
Eje de Pila
Pretensado Provisional
Apoyo neopreno-teflon
CIMENTACION PRINCIPAL
PLANTA
Eje de Pila
ALZADO
LADO CHACO
LADO ASUNCION
Macizado
zapata
Eje de zapata
Hormigon Sumergido
Relleno de arena
Arena
Eje de Pila y zapata

Fig. 6.

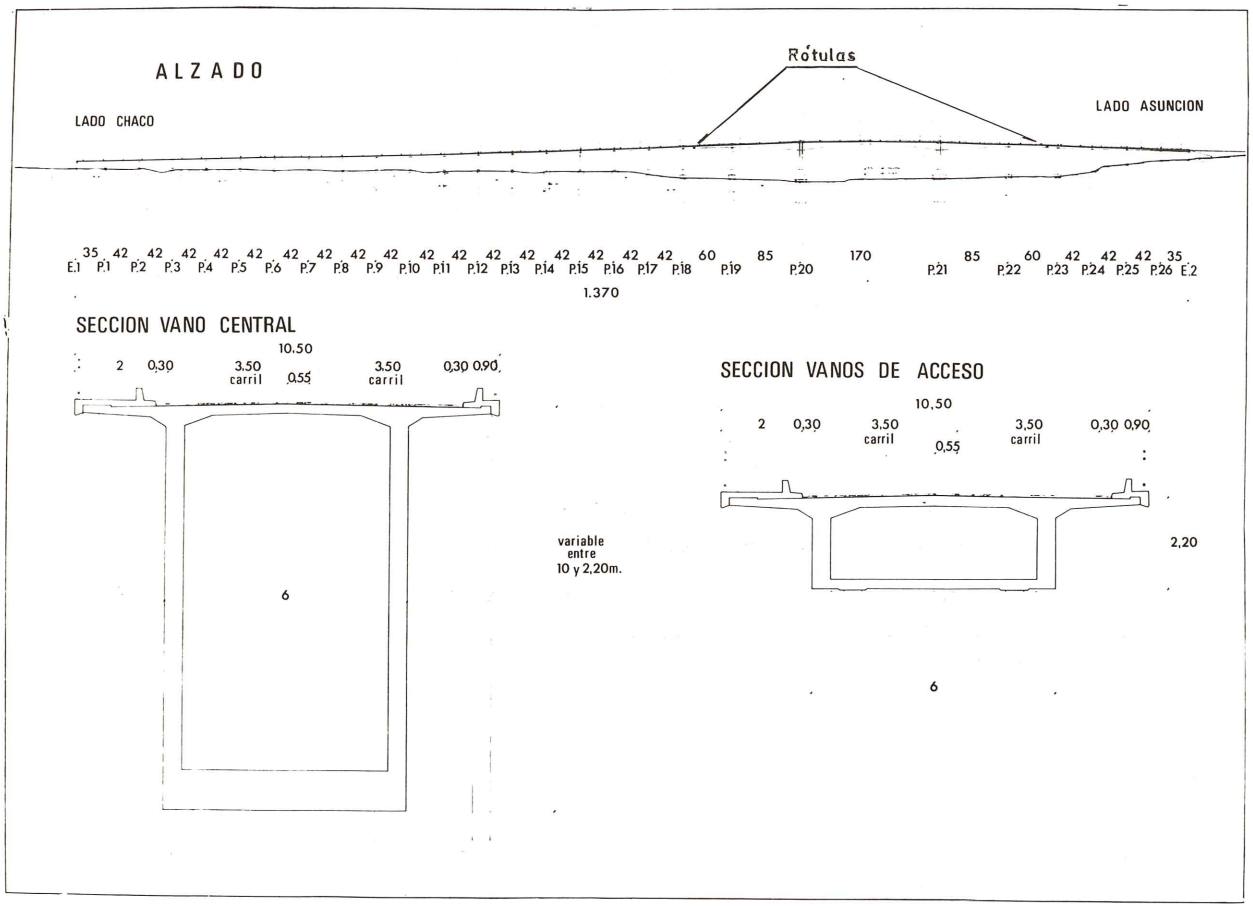

ALZADO
LADO CHACO
Rótulas
LADO ASUNCION
E.1 P.1 P.2 P.3 P.4 P.5 P.6 P.7 P.8 P.9 P.10 P.11 P.12 P.13 P.14 P.15 P.16 P.17 P.18 P.19 P.20 P.21 P.22 P.23 P.24 P.25 P.26 E.2
1.370
SECCION VANO CENTRAL
SECCION VANOS DE ACCESO
carril
variable entre 10 y 2,20m.
2,20

Fig. 7.

Las almas son de un ancho constante de 46 cms, reduciéndose a 35 cms en el vano de 60 m. No se ha previsto ningún pretensado vertical ó inclinado en las almas.

El pretensado longitudinal está constituído por 80 tendones de 16 T 1/2" en la sección más solicitada. Se han previsto anclajes activos a ambos extrems de cada tendón para mayores garantías. Sobre las pilas 19 y 22, contiguas a las dos centrales 20 y 21 que enmarcan la luz mayor, se ha colocado un pretensado adicional para compensar el momento flector negativo que allí aparece. El cierre de la clave se realiza mediante un pretensado en la losa inferior con 20 tendones de 16 T 1/2",.estableciéndose la continuidad entre articulaciones.

Los vanos de canto variable se hormigonan por voladizos sucesivos con ayuda de dos parejas de carros, avanzando a ambos lados de las pilas 20 y 21. Todas las dovelas tienen una longitud de 4,8 m., siendo la mayor de 180 Ton. de peso.

La dovela de clave del vano de 170 m tiene 2,4 m de longitud.

Las pilas 19 y 22 se dejan sin hormigonar en su parte superior en una primera fase con el fin de permitir el paso de los carros y sus encofrados. Una vez sobrepasadas, se completa la segunda fase de la cabeza de la pila, colocándose apoyos deslizantes de neopreno-teflon y apoyándose el extremo de la ménsula sobre ellos, después de introducir un levantamiento del mismo mediante gatos especiales que mejoran, además, el estado tensional del dintel.

El carro continúa el avance con hormigonados de 4,8 m. hasta alcanzar la articulación con el dintel continuo de canto constante. Con el fin de reducir las tensiones, que serían prohibitivas durante este avance en ménsula, se introduce un pretensado provisional, externo, inmediatamente encima de la losa superior, anclado en las almas mediante silletas metálicas atornilladas a presión. El acero utilizado es del tipo estabilizado y con carga de rotura de 188 kg/mm^2.

Las cimentaciones de las dos pilas centrales están constituídas por sendos encepados de 17,2 x 17,2 m. apoyados cada uno sobre 16 pilotes de 1,6 m. de diámetro. La longitud de los pilotes se estableció teniendo en consideración la posibilidad de grandes socavaciones.

4. Proyecto

Para el cálculo se han supuesto tres esquemas estructurales diferenciados. Uno, la viga continua de 18 tramos en el acceso Chaco; otro, la viga continua de 4 tramos en el acceso Asunción, y un tercero formado por los 5 tramos centrales de canto variable.

Las dos primeras estructuras se conectan e infieren con la tercera a través de las articulaciones. El conjunto de los tramos de las vigas continuas alejadas de las articulaciones han podido estudiarse considerándolos aisladamente. En éstas, además de todos los estados intermedios constructivos al hormigonarse tramo a tramo, se han comprobado también las tensiones en el caso límite de hormigonado total en una etapa. Esta hipótesis, que nos sitúa del lado de la seguridad, es económicamente aceptable en estos casos, no así en los vanos de mayores luces como comentamos enseguida.

En los tramos centrales por voladizos sucesivos, con una relación de cargas permanentes a sobrecargas mucho más alta, no pareció aconsejable verificar las tensiones para el caso virtual límite del hormigonado en una sola vez, investigándose la redistribución de esfuerzos por deformaciones diferidas. Las ménsulas de 85 m. que se hormigonan por dovelas sucesivas, avanzando desde una pila hacia ambos lados tendrán modificados, en su fase final, sus vínculos estructurales, pasando de una ménsula pura a tener una continuidad en la clave en un lado y un apoyo en el otro lado. Como es sabido, esta nueva situación que restringe las deformaciones de fluencia que tendría la ménsula pura con sus tensiones producidas por las

etapas constructivas, genera una reacción sobre la pila que aumenta con el tiempo desde cero a R_C y un momento flector en clave que aumenta desde cero a M_C.

Se puede demostrar, con alguna simplificación en las hipótesis, que los valores de nuestras incógnitas R_C y M_C son:

$$R_C = R_O (1 - e^{-\varphi})$$

$$M_C = M_O (1 - e^{-\varphi})$$

donde φ es el coeficiente de fluencia en el intervalo de tiempo que va desde la aparición del nuevo vínculo al infinito.

R_O y M_O son la reacción y el momento flector que se obtendrían en el caso que la estructura hubiera sido construída en una sola etapa con los vínculos finales y sometida a las cargas que actúan con anterioridad a la modificación de vínculos, es decir, el peso propio y el pretensado, en nuestro caso.

Llamando $\alpha = 1 - e^{-\varphi}$ y $\beta = 1 - \alpha$, también se demuestra que cualquier esfuerzo interno E en una sección es igual a:

$$E = \alpha E_O + \beta E_i$$

donde E_O es el esfuerzo en dicha sección en la hipótesis virtual de construcción en una etapa y E_i el esfuerzo en la misma sección en la fase constructiva inmediatamente anterior a la aparición de los nuevos vínculos.

Para un valor normal de $\varphi = 1{,}8$ se obtiene

$$E = 0{,}84\, E_O + 0{,}16\, E_i$$

valor suficientemente alejado de la hipótesis virtual comentada anteriormente que equivale a hacer $E = E_O$, sólo válido para un valor imposible de $\varphi = \infty$.

Las tensiones máximas de compresión, en etapa de construcción, alcanzan los 140 Kg/cm^2.

5. Construcción

Las instalaciones principales de la obra, talleres de ferralla, pretensado y mecánico, laboratorio y una central de hormigón para 50 m^3/hora, se han situado en la margen de Asunción, mejor comunicada. Se construyó un embarcadero apropiado para la descarga de barcos con diferentes suministros, algunos desde Europa y otros, como el cemento, del propio país.

En la margen del Chaco se instaló una segunda central de hormigón, también de 50 m^3/hora, utilizada en la construcción del largo acceso de ese lado.

Para la perforación de los pilotes en tierra se ha utilizado una entubadora BADE, con capacidad de extracción de 150 Ton. y capacidad de giro de 150 m-tn., un trépano de rotación y bomba mamut. Para los pilotes en el río se montó todo este equipo sobre una pontona con capacidad de 200 Ton. en la proa para la extracción del tubo. Se completó el equipo para el pilotaje y cimentaciones con una grúa PH de 60 Ton. y un martinete de 5 Ton. para la hinca de tablestacas.

La consistencia de la capa de arena ha sido suficientemente alta para evitar la colocación de camisas perdidas en los pilotes. El hormigonado del pilote se realizó al mismo tiempo que se extraía la entubación con una carga de 15 a 5 metros según hubiese o no arena en las capas superiores del terreno que pudiesen provocar el sifonamiento.

En el río fue necesaria la colocación de camisas perdidas en chapa de 4 mm. tanto en el agua como incluso en una parte de la arenisca.

Los pilotes están provistos, en su punta, de una cesta de grava que se inyectó con posterioridad al hormigonado del fuste. De esta forma se asegura la entrada en carga inmediata del pilote, se mejoran las condiciones del trabajo de punta y se realiza una prueba de capacidad portante a fricción lateral del pilote.

En el río, una vez terminado el pilotaje, se construyó un recinto rectangular de tablestacas, hincadas en la arenisca, vertiéndose a continuación un tapón de hormigón sumergido. Una vez terminado el agotamiento del recinto, se pudieron hormigonar en seco los encepados fuertemente armados con barras ϕ 32 de acero A-46, soldadas con electrodos especiales.

Se utilizaron dos juegos de encofrados deslizantes para todas las pilas de sección rectangular hueca, y otro juego para las dos pilas principales 20 y 21.

La construcción del arranque del dintel sobre las pilas principales, de 15,50 m. de largo para permitir el montaje, en oposición, de la pareja de carros, se ha realizado suspendiendo los encofrados del fondo de una estructura metálica apoyada a su vez en las cuatro pilastras esquina de las pantallas de la pila que habían sido hormigonadas anteriormente con el deslizamiento. Estas pilastras se encuentran sólo al exterior del cajón del dintel, evitándose así las juntas de hormigonado en los planos fuertemente armados de esta zona. Una vez hormigonada esta primera fase, la losa de fondo, se hormigonó el resto en dos fases más, apoyándose en la anterior ya endurecida.

La cimbra automóvil utilizada en los accesos del Chaco, se apoya en dos ó tres pilas, según la etapa, y avanza deslizándose sobre teflones apoyados en ménsulas metálicas atornilladas a cada lado de la pila. Los encofrados laterales se ajustaban hidráulicamente. Se ha conseguido un ritmo de avance de hasta 12 días por cada tramo de 42 metros.

Las dovelas de los voladizos sucesivos se han hormigonado alternativamente utilizando un solo equipo humano para los dos carros. El tesado ha podido realizarse a las 35 horas acelerando el fraguado con vapor.

El ritmo ha sido de sólo cuatro días por ciclo para una dovela. En alguna ocasión se han construído 3 dovelas por semana.

El transporte del hormigón fresco en el río se realizó con tres gabarras provistas de tambor mezclador de 6 m^3. Todos los vertidos, salvo el de las pilas realizadas con encofrado deslizante, se han llevado a cabo mediante bombeo.

La dosificación del hormigón se ha realizado utilizando dos tamaños de árido grueso, el máximo de 25 mm. y dos tipos de arena, una de río, muy fina y otra de cantera.

Las resistencias características obtenidas en probeta cilíndrica se han situado en los 410 Kg/cm^2.

"Obras Especiales del Acceso a Vigo - Autopista del Atlántico".

Manuel Taboada Corral

1.– Situación de las obras

El motivo de la comunicación son las obras de fábrica situadas en el enlace de Buenos Aires pertenecientes a la Autopista del Atlántico en su Acceso a Vigo y a poco más de 2 Kms. del centro de la ciudad.

Para centrar un poco las ideas es preciso decir que, el Acceso a Vigo, es un ramal de 6,7 Kms. de longitud del tramo Rande-Porriño de la Autopista del Atlántico. Que se trata de una autopista urbana de categoría III y que entre los enlaces de esta Autopista urbana se encuentra el citado de Buenos Aires, donde están situados los puentes objeto de la comunicación.

Realizados los primeros trabajos de replanteo de las obras fué primordial preocupación de la Empresa Concesionaria, Autopistas del Atlántico, el conseguir la mejor integración posible del ramal de Acceso a Vigo, por tratarse de un entorno urbano. Fig. 1 y 2. En este



Fig. 1.

sentido y entre las modificaciones que parecieron convenientes se consideró fundamental el remodelar el enlace citado.



Fig. 2.

2.– Solución Primitiva

Estaba concebido el enlace, como puede verse en el gráfico 3 con un ramal de entrada y otro de salida a la calle de Buenos Aires. El tronco pasaba por debajo de la calle y cruzaba el ferrocarril en las proximidades, pasando por encima de él. El conjunto estaba resuelto de la siguiente manera:

a) El Puente de la calle de Buenos Aires a base de vigas postensadas sobre pilas en forma de T.

b) Los ramales de entrada y salida a base de terraplenes limitados por muros de tierra armada.

c) El paso sobre el ferrocarril, denominado 207,5, mediante un puente pérgola con vigas prefabricadas pretensadas, sobre muros de tierra armada, y losa de hormigón de 0,20 m. sobre ellas con un canto total de 0,80 m.

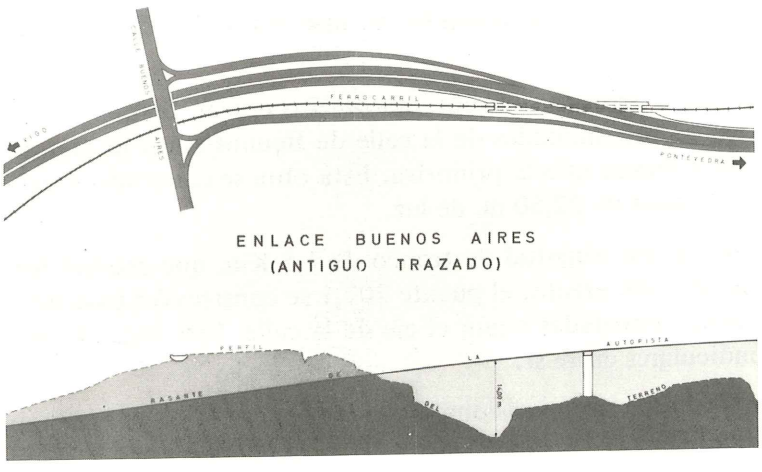


Fig. 3.

La ejecución de la solución proyectada presentaba los siguientes inconvenientes:

a) La ejecución del puente de la calle de Buenos Aires, denominado 207.2, era difícil porque no se podía cortar el tráfico del puente existente, que es muy intenso y en su mayoría pesado. No era posible hacer un desvío por falta de terreno y la ejecución por mitades requería la introducción de modificaciones al proyecto.

b) Presentaba dificultad la ejecución de los muros de tierra armada previstos y muy próximos al ferrocarril.

c) Se afectaba a varios edificios e industrias, alguna muy importante, próximas.

d) Se necesitaba construir un terraplén que en algún punto alcanzaba 30 m. de altura y se requería transportar gran cantidad de tierras de préstamos, desde 20 Kms. de distancia.

e) Se producía una gran ocupación de suelo urbano.

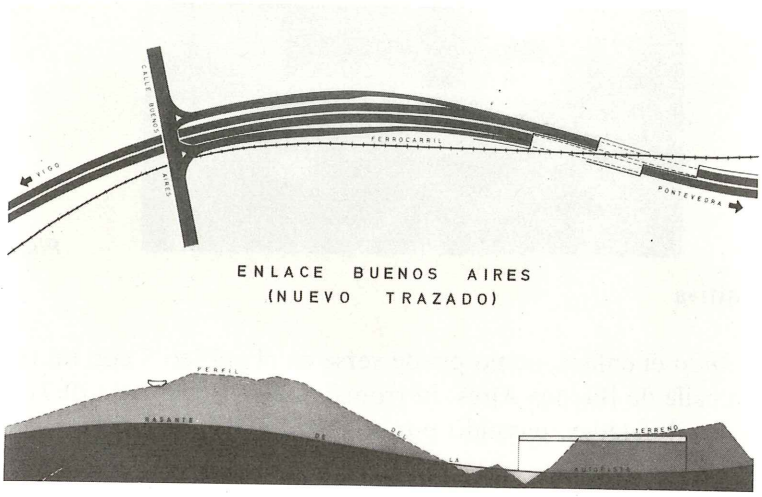


Fig. 4.

3.– Solución nueva

Por todas las razones anteriormente apuntadas, se pensó en otra solución (Fig. 4) que en síntesis consistía en:

a) Cruzar el ferrocarril por debajo, con lo que las vías de aceleración y deceleración de los ramales de entrada y de salida se acortaban.

   Esta solución resultaba atractiva si las incorporaciones de los ramales al tronco se producían antes del cruce con el ferrocarril con lo que disminuían las luces del puente.

b) En el sentido apuntado en el párrafo anterior, era preciso cruzar, con el ramal de entrada, el ferrocarril en las proximidades de la calle de Buenos Aires lo que daba lugar a una obra de fábrica mayor que la primitiva. Esta obra se conectaba con una nueva obra de fábrica de 4 vanos de 22,50 m. de luz.

La referida solución afectaba a una longitud de tronco de 1,5 Km, que cambió totalmente en su concepción y ejecución. En efecto, el puente 207,1 se construyó a base de dos losas, una rectangular y otra curva, conectadas según el eje de la calle. Esta segunda era la conexión de dos puentes perpendiculares entre sí.

Pudo construirse ejecutando un desvío provisional de la calle sobre el terreno sobrante previsto para la primitiva solución.

El Puente 207.5 bajo el ferrocarril se concibió como un puente pérgola –el esviaje con el ferrocarril es de 15° construido mediante una losa de canto constante 0,80 m. con aligeramientos triangulares en los extremos que le dan un aspecto de gran ligereza y permiten una transición gradual de la luz.

La longitud de la obra es de unos 140 m.

Para disminuir el canto, se apoyó la losa en una serie de pilares colocados en la mediana de la Autopista. La solución fué posible gracias a la utilización de un pretensado transversal a la losa en la parte maciza y siguiendo los nervios en la parte aligerada.

Pudo construirse el puente desviando el ferrocarril por el terreno sobrante de la solución primitiva.

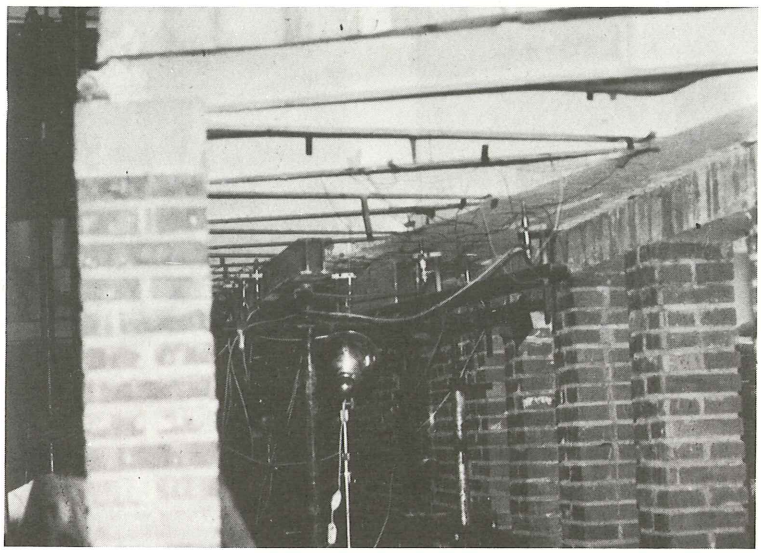


Fig. 5.

Para completar el estudio teórico se estimó conveniente realizar un ensayo en modelo reducido. En las figuras 5 y 6 puede verse el modelo durante la realización de los ensayos.

Mi comunicación es una introducción, como Director de las obras, a la del Autor del Proyecto por lo que no voy a entrar en más detalles que él expondrá en su comunicación.

4.– Desarrollo de los trabajos

Los trabajos se desarrollaron a gran ritmo, lo que permitió terminar el puente 207.5, que en principio parecía que ofrecía mayor dificultad, en 8 meses, a falta de descimbrado y detalles de acabado.

Los anclajes de pretensado del puente 207,5 se realizaron de un modo cuidadoso como requería la diferente orientación de todos ellos. En las figuras 7 y 8 pueden verse diferentes fases de la construcción del puente 207.1, y en las figuras 9, 10, 11, 12, 13, diferentes fases del puente 207,5.

En cuanto a la integración en el entorno de estos puentes y del enlace en conjunto, creemos que se ha conseguido y que el esfuerzo realizado valió la pena.

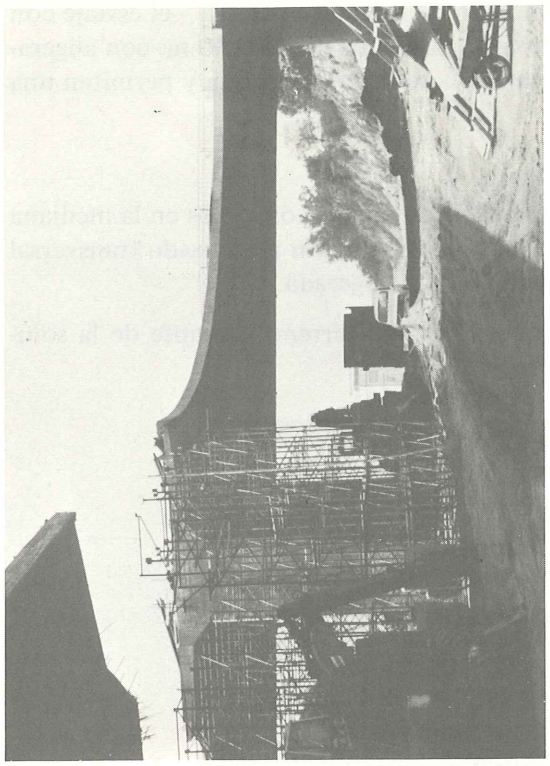


Fig. 7.

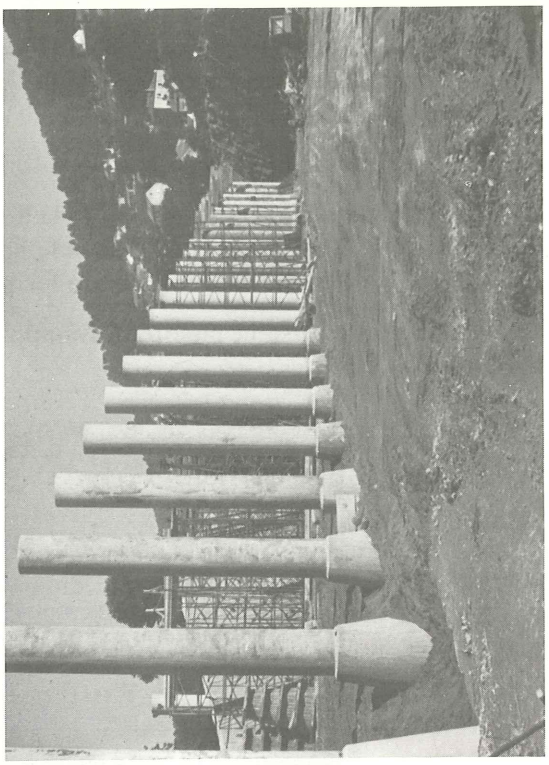


Fig. 9.

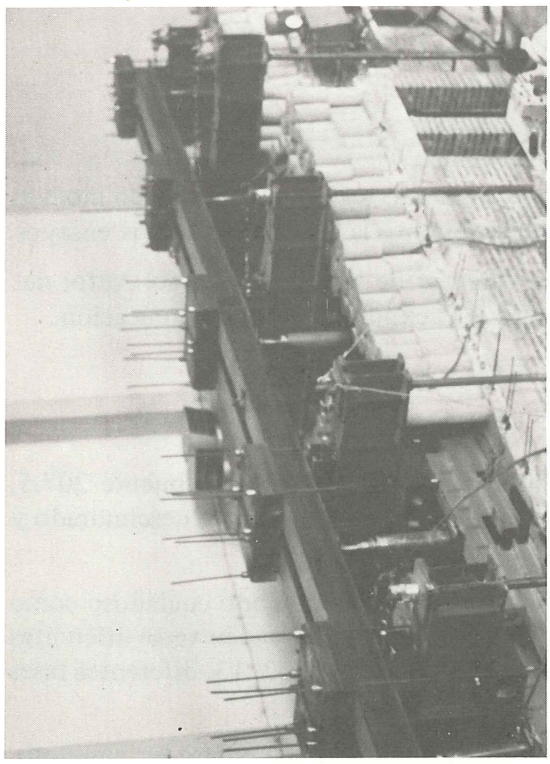


Fig. 6.

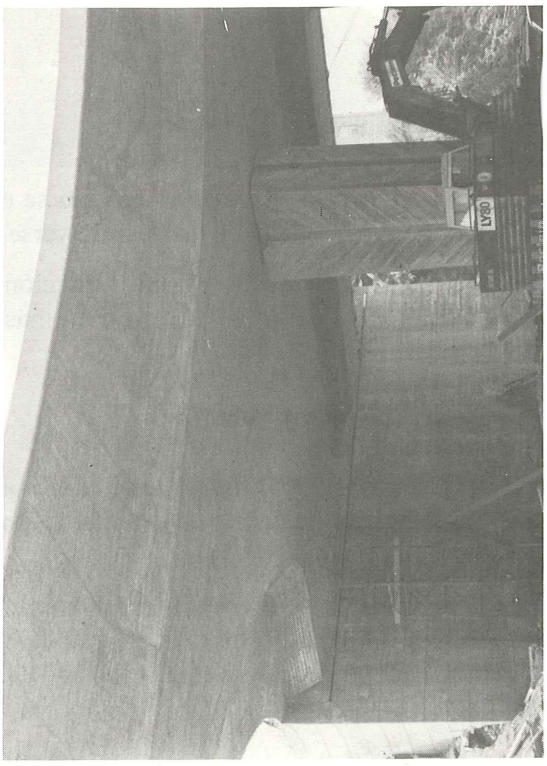


Fig. 8.



Fig. 10.

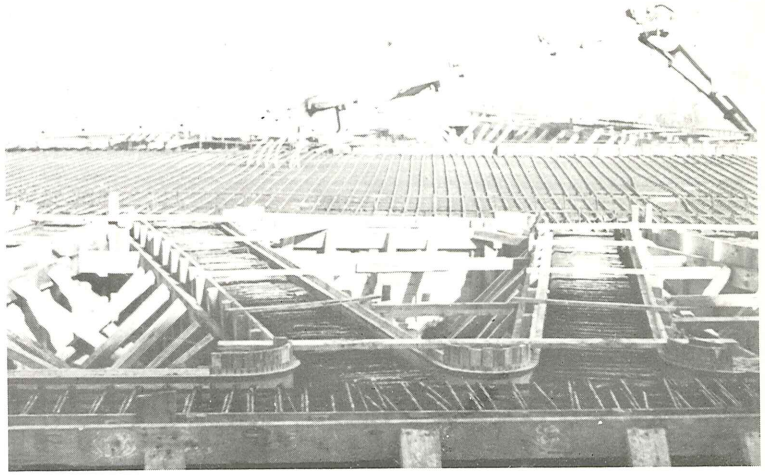


Fig. 11.

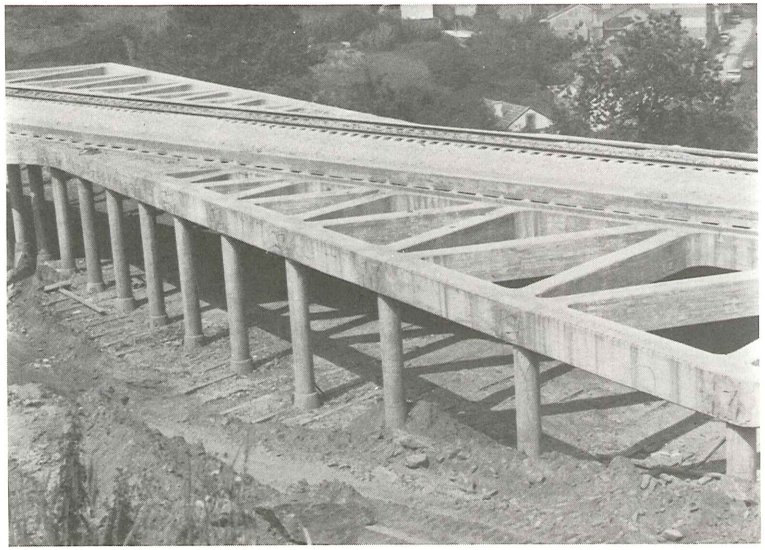


Fig. 12.

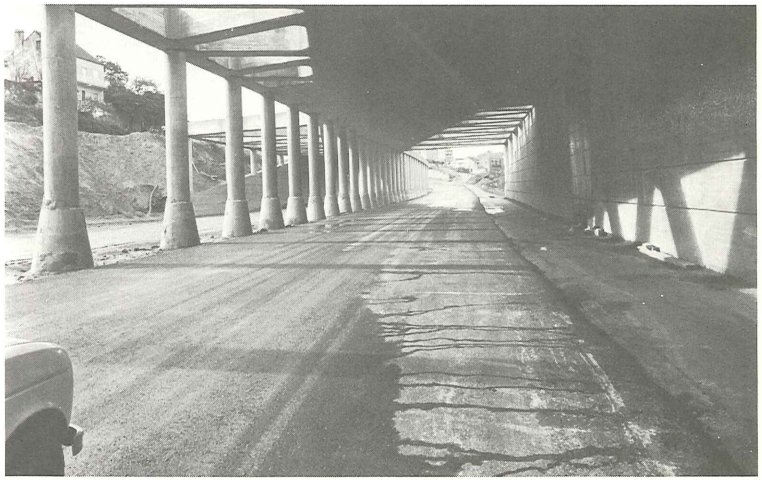


Fig. 13.

Solución losa-celosía, en puentes para el F.F.CC. con gran esviaje.

Por Javier Rui-Wamba Martija
Ingeniero de Caminos
Esteyco, S.A.

La exposición de D. Manuel Taboada, ha servido de presentación a la obra de fábrica del FF.CC. Monforte-Vigo, en el Acceso de Vigo de la Autopista del Atlántico, de manera que voy a pasar a describir sin otros preámbulos, los condicionantes impuestos a la obra.

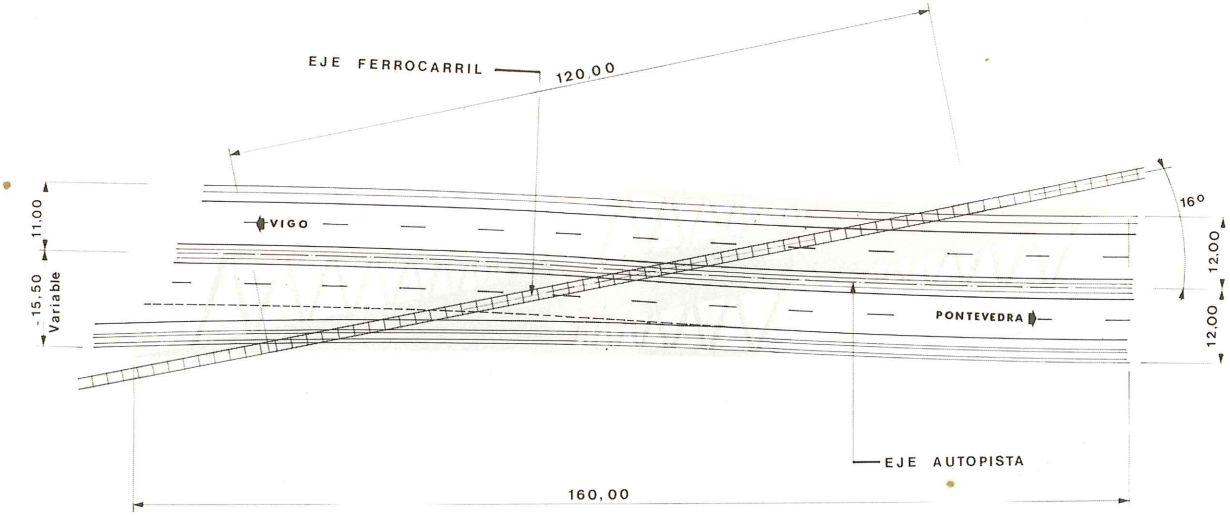


Fig. 1. Dimensiones fundamentales de la obra.

En lo que se refiere a los condicionantes geométricos, en la fig. 1 podemos observar aquellas magnitudes fundamentales que dan una idea precisa del problema planteado:

- Anchura de la obra, variable entre 24 y 26,50 mts. para las dos calzadas y variable de 12,0 a 15,50 m en la calzada con circulación hacia Pontevedra.
- Longitud medida en el eje de la vía existente: 120,0 mts.
- Longitud entre extremos más alejados de la obra: 160,0 mts.
- Anchura de la plataforma prevista para doble circulación: 9,40 mts.
- Angulo de esviaje: 16º.

Se contaba también, con la posibilidad de disponer una línea de apoyos en la mediana, para lo cual fue necesario ampliar la anchura de ésta, que era de 2,0 mts., hasta 3,0 mts.

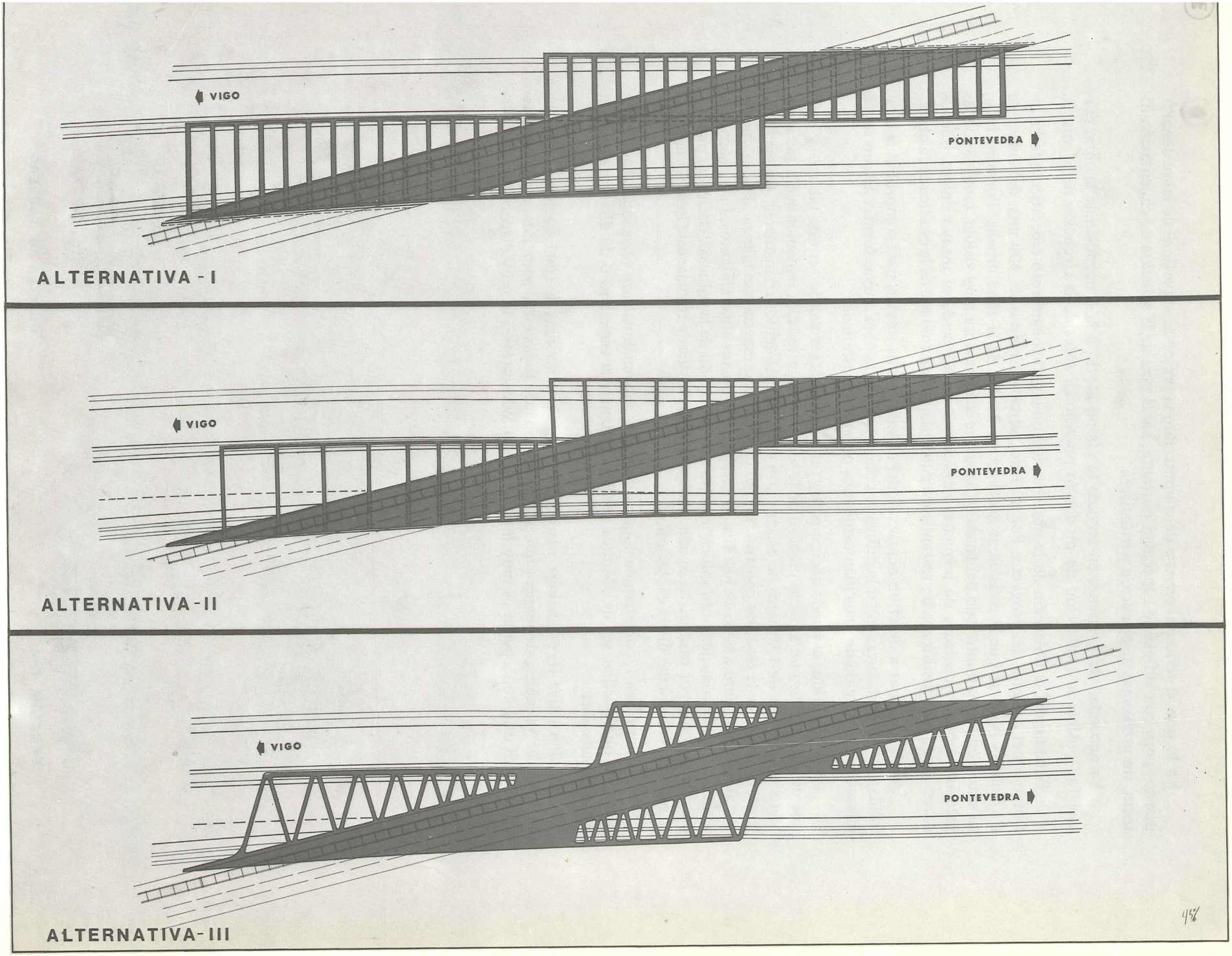


Fig. 2. Evolución de pérgola a losa-celosía.

En lo que se refiere al terreno de cimentación, la presencia superficial de jabre descompuesto, pero con suficiente capacidad portante, hacía posible la solución de cimentación directa, sin problemas de ejecución particulares.

La necesidad de mantener en servicio la vía no afectó a la concepción de la obra, porque fue posible la realización de un desvío provisional antes de la ejecución de la misma.

Finalmente, la ubicación de la obra ha sido un condicionamiento específico que ha influído en el carácter del proyecto. Por un lado, situada a menos de 400 mts. del enlace de C/ Buenos Aires se puede considerar que está ya dentro de la zona urbana. Por otro lado, su situación en un punto bajo del trazado, hace que sea una obra muy visible, tanto desde las laderas contiguas cuajadas de pequeñas edificiones, como desde el mismo enlace Buenos Aires. Todo ello justificaba un tratamiento particularmente cuidado de la estética de la obra.

Antes de pasar a describir el proceso del cálculo que ha servido para comprobar la estabilidad de la estructura, voy a justificar la concepción de la obra, cuyas formas no son caprichosas ni han surgido de unos planteamientos puramente estéticos.

En este sentido, se puede decir que hay, al menos dos formas de ver este tablero, y cada uno de ellos destaca un aspecto esencial de la solución. Por un lado, podemos decir que el tablero es una losa de 1,0 metro de espesor con unos aligeramientos triangulares. Así, se llama la atención sobre la sencillez constructiva del tablero: losa maciza con aligeramientos que salen al exterior. Pero así no se justifica la geometría de estos aligeramientos. Esta geometría se justifica si se considera esta solución como una evolución de la solución clásica de puente-pérgola, lo que, por otra parte, ayuda a comprender la forma de trabajar esta losa. En la fig. 2 se recoje gráficamente dicha evolución.

La alternativa I, corresponde al puente-pérgola convencional con vigas separadas a igual distancia que pueden ser de idéntica sección variando la armadura o de diferente sección manteniendo ésta.

La alternativa II, es análoga a la anterior, pero con las vigas de igual sección, colocadas a distancias variables, de manera que aproximadamente todas están sometidas a análogos esfuerzos. Si esta concepción es muy lógica, el resultado estético es muy discutible. Se obser-

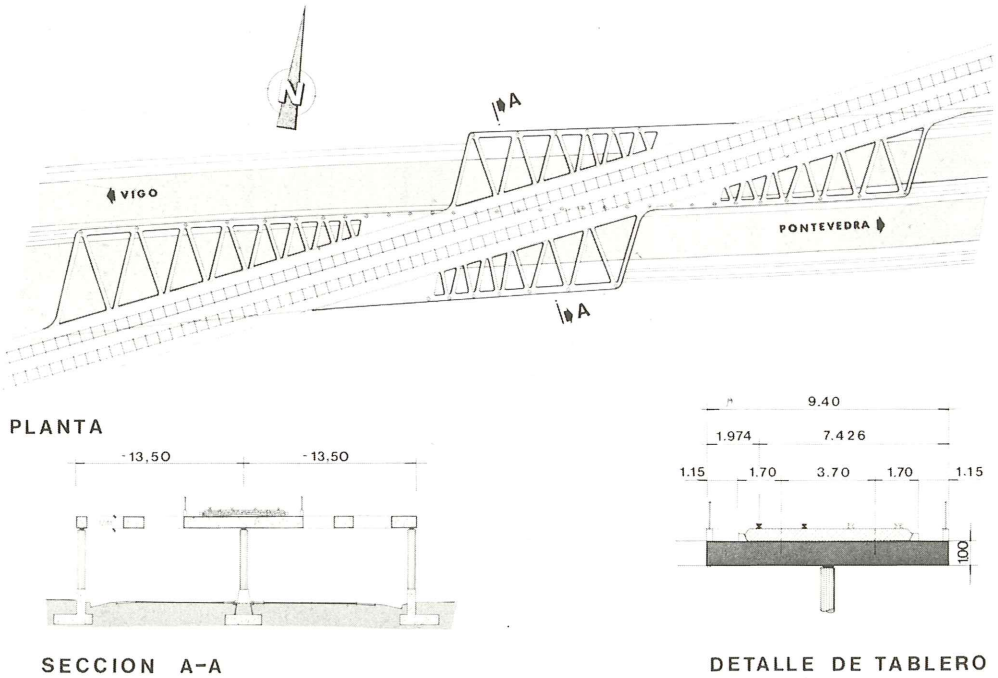


Fig. 3. Definición de la obra.

va, en efecto, como un desorden y se genera como una inquietud que es consecuencia de la impresión de extraordinaria flexibilidad en planta de las vigas en relación con la rigidez del tablero. Son vigas y tablero, como dos elementos completamente diferentes y extraordinariamente desproporcionados. Si ahora, estas vigas rectas hacemos que se bifurquen al salir de la losa en dos ramas que van a parar entre los nudos de la alternativa II, llegamos a la solución desarrollada. La triangulación parece una prolongación mucho más natural de la losa y tiene una rigidez en planta que elimina la intranquilidad que suscitaba la alternativa II. Por otra parte, la inclinación de las vigas extremas, suaviza la visión frontal de la losa y reduce el impacto visual que provoca una viga colocada perpendicularmente al sentido de marcha de los vehículos.

Los pilares se han situado en los nudos de la celosía. La distancia entre ellos varía, por lo tanto desde la parte exterior de la obra, hacia el centro de la misma. En el extremo de lado Vigo, la separación es de 8,80 mts. y de 7,25 mts. en el extremo del lado Pontevedra. Estas distancias se van reduciendo al ritmo impuesto por los nudos de la celosía, hasta alcanzar una separación constante de 3,45 mts. en toda la zona central, donde los pilares encuentran ya la losa maciza.

El número de pilares es de 31, del mismo diámetro ϕ 60 rematados en la base por un zócalo, que está dimensionado para absorber el impacto especificado en la Instrucción de Cargas. La distancia entre pilares extremos es de 135 mts. aproximadamente. El ritmo de colocación de pilares reduce la monotonía de una estructura de esta longitud y junto con los huecos triangulares de la celosía y con los huecos creados en las aletas de los estribos, provoca un efecto de gran diafanidad y consigue, también, una graduación progresiva de la luz, tanto al acceder como al salir de la obra.

En la fig. 3 está representada la obra tal como ha sido construída. El espesor de la losa es de 1,0 metro. La anchura de las diagonales de la celosía es de 0,65 metros y ligeramente superior el ancho de la viga sobre apoyos, que es de 0,80 mts., para facilitar la colocación de los anclajes. La posición de los apoyos sobre los estribos corresponde al concepto estructural de la losa y así, se han situado en el vértice de las figuradas vigas en Y.

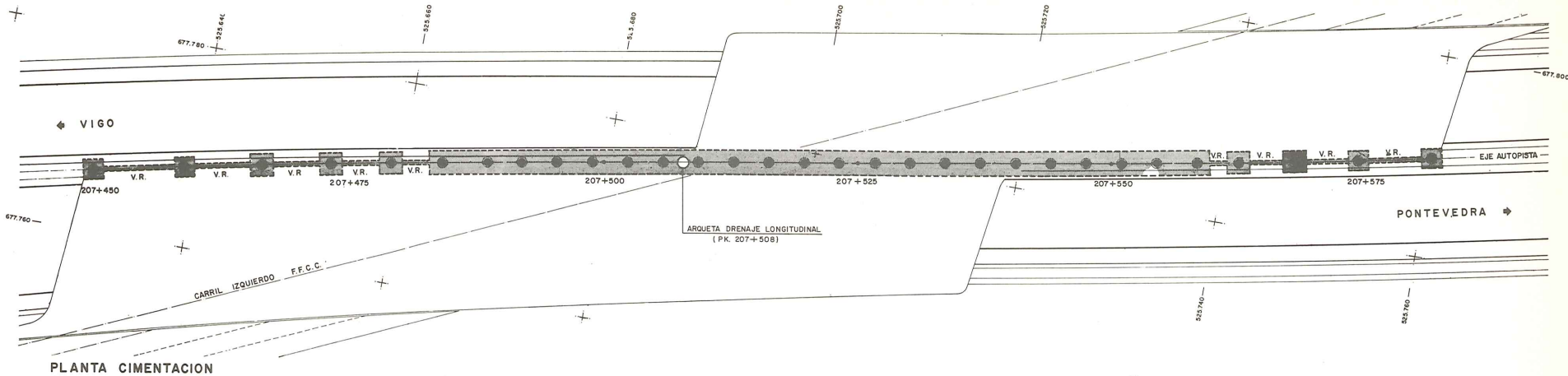
En la fig. 4 se define la cimentación, zócalo y pilas situadas en la mediana de la Autopista. El fuste de las pilas tiene 0,60 metros de diámetro. El zócalo tiene dos metros de altura, y su diámetro en el empotramiento es de 1,30 metros.

La geometría de los estribos se representa en la fig. 5, en la que se puede observar como arrancan, en una de las aletas de cada estribo, los fustes que recogen la losa.

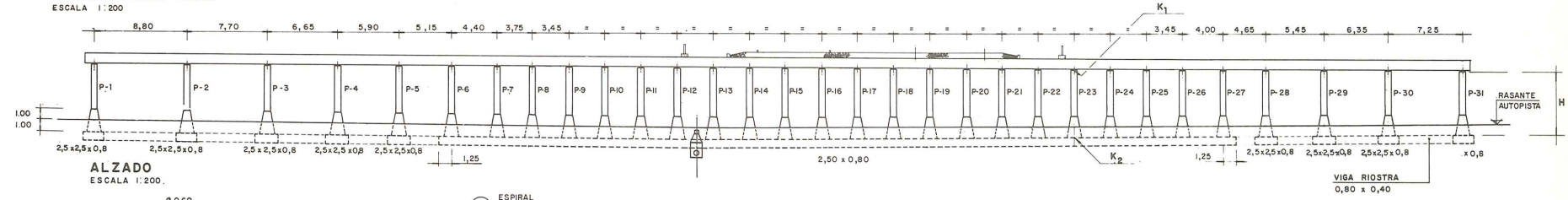
La concepción del pretensado, cuya definición general recoge la fig. 6, responde al esquema de funcionamiento de la losa como vigas en Y. Las unidades utilizadas han sido 12T15 Freyssinet y su potencia máxima ha sido de 243 toneladas por cable. Cada una de las diagonales de la celosía ha requerido, en general, cuatro cables de pretensado. Fue necesario realizar un retesado de los cables con objeto de calzar los anclajes con cuñas de 8 m/m. para recuperar las pérdidas por penetración que son importantes en longitudes tan cortas. La posición en planta y alzado de los cables y su posición y ángulo de salida hubo que estudiarlas cuidadosamente dada la importancia del pretensado necesario y el espacio disponible. En la fig. 7 se reflejan algunos detalles característicos.

La metodología utilizada en la verificación de la estructura, se ha basado, por un lado en la realización de un cálculo simplificado que se ha contrastado con los resultados obtenidos mediante la asimilación de la losa-celosía a un emparrillado. La realización del ensayo en modelo reducido, que ha sido objeto de la comunicación de D. Adolfo Delibes ha completado el proceso de justificación de la estructura.

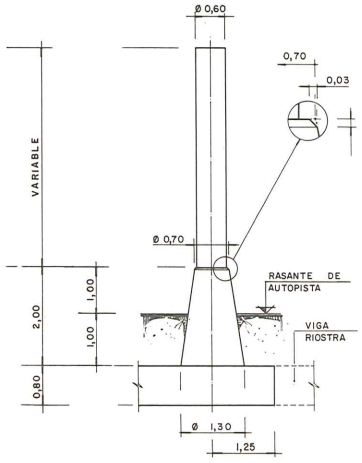
El cálculo simplificado, ha consistido fundamentalmente en el cálculo individualizado



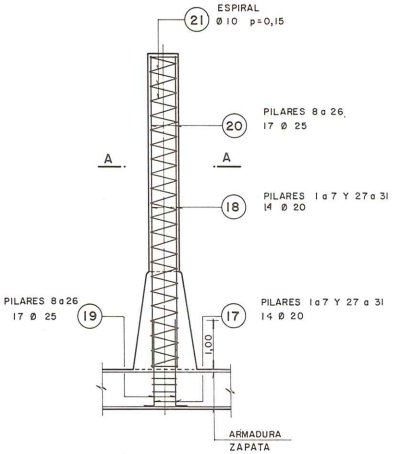
PLANTA CIMENTACION
ESCALA 1:200



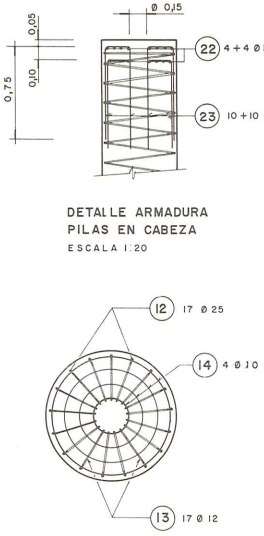
ALZADO
ESCALA 1:200



ZAPATAS EN PILAS DEL 6 AL 27
(TIPO-2)
ESCALA 1:50

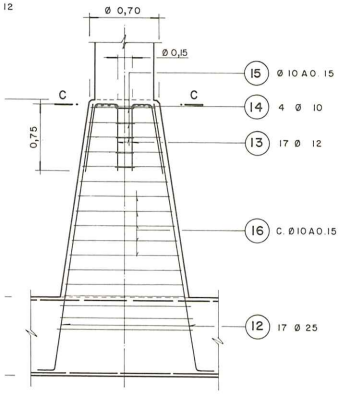


ARMADURA PILAS TIPO
ESCALA 1:50



DETALLE ARMADURA
PILAS EN CABEZA
ESCALA 1:20

SECCION C-C



ARMADURA EN BASA DE PILA
ESCALA 1:25

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

ACEROS

ACERO PARA ARMAR CORRUGADO (Ø) fyk ≥ 4.600 Kg/cm²

ACERO PARA PRETENSAR

Rg – TENSION GARANTIZADA DE ROTURA ..... ≥ 173 Kg/m.m²
Tg – TENSION GARANTIZADA CARACTERISTICA DE LA FORMA DEL DIAGRAMA TENSION DEFORMACION ..... ≥ 165 Kg/m.m²
RELAJACION GARANTIZADA A 1.000 Horas y 0.70 Rg ..... ≤ 2 %

HORMIGONES:

HORMIGON PARA ARMAR EN LOSA ..... f_{ck} ≥ 375 Kg/cm²
HORMIGON PARA PILAS ..... f_{ck} ≥ 300 Kg/cm²
HORMIGON PARA CIMIENTOS, BORDILLOS Y ESTRIBOS ..... f_{ck} ≥ 250 Kg/cm²
HORMIGON DE LIMPIEZA ..... f_{ck} ≥ 150 Kg/cm²

RECUBRIMIENTOS:

EN CIMIENTOS Y ESTRIBOS = 3 cm.

EN LOS DEMAS PARAMENTOS = 2 cm.

TIPOS DE CONTROL:

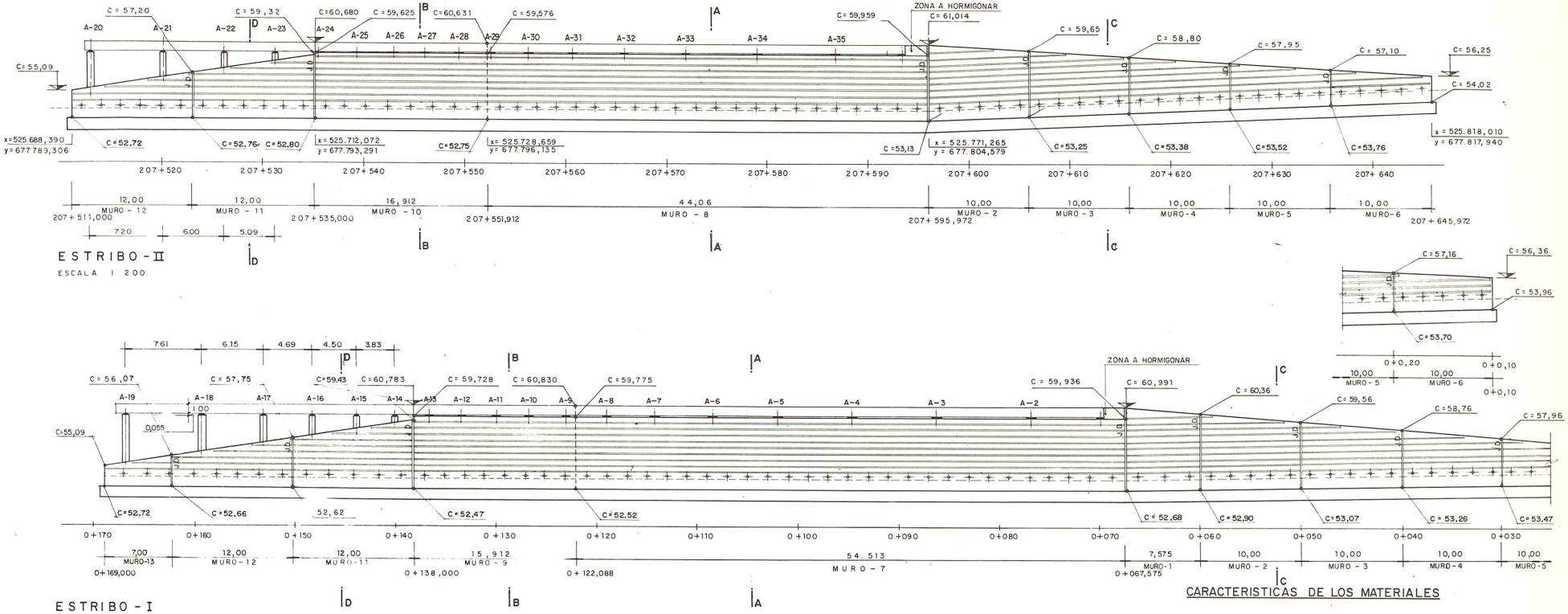
DEL ACERO: NO SISTEMATICO

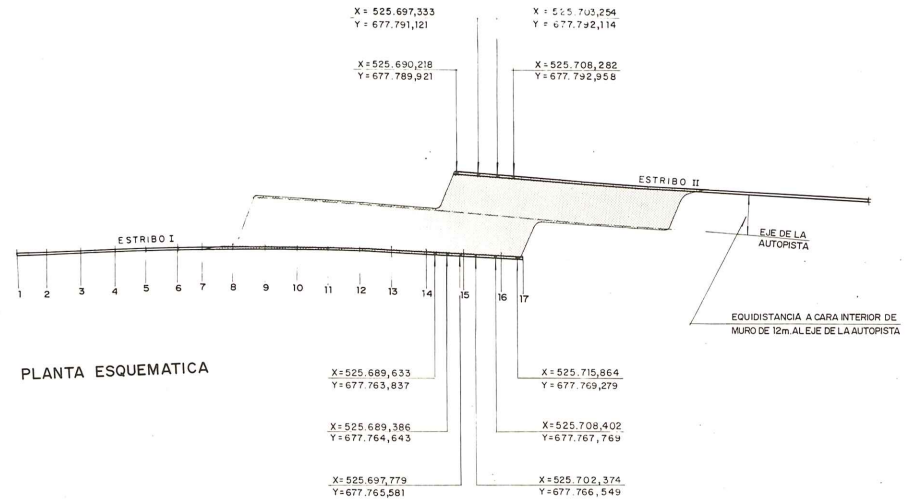
DEL HORMIGON: MEDIANTE PROBETAS EN OBRA (NORMAL)

DE EJECUCION: INTENSO (DAÑOS MEDIOS)

COEFICIENTES DE SEGURIDAD PREVISTOS EN LOS CALCULOS:

Fig. 4. Definición de cimentación, zócalos y fustes de pilas en mediana.





PUNTO	ESTACION	X	Y
1	0+010.000	525.564,108	677.729,817
2	0+020.000	525.573,490	677.733,276
3	0+030.000	525.582,967	677.736,467
4	0+040.000	525.592,496	677.739,501
5	0+050.000	525.602,073	677.742,379
6	0+060.000	525.611,684	677.745,116
7	0+067.575	525.618,976	677.747,169
8	0+077.575	525.628,638	677.749,747
9	0+087.575	525.638,315	677.752,241
10	0+097.575	525.648,015	677.754,674
11	0+107.575	525.657,739	677.757,009
12	0+117.575	525.667,482	677.759,259
13	0+127.575	525.677,241	677.761,445
14	0+138,000	525.687,426	677.763,669
15	0+150.000	525.699,160	677.766,182
16	0+162.000	525,710,917	677.768,583
17	0+169.000	525.717,782	677.770,916

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

ACEROS:

ACERO PARA ARMAR CORRUGADO (Ø) $f_{yk} \geq 4.600\ Kg/cm^2$

ACERO PARA PRETENSAR

R_g – TENSION GARANTIZADA DE ROTURA ..... $\geq 173\ Kg/m.m^2$

T_g – TENSION GARANTIZADA CARACTERISTICA DE LA FORMA DEL DIAGRAMA TENSION DEFORMACION ..... $\geq 165\ Kg/m.m^2$

RELAJACION GARANTIZADA A 1.000 Horas y 0.70 R_g ..... $\leq 2\ \%$

HORMIGONES:

HORMIGON PARA ARMAR EN LOSA ..... $f_{ck} \geq 375\ Kg/cm^2$

HORMIGON PARA PILAS ..... $f_{ck} \geq 300\ Kg/cm^2$

HORMIGON PARA CIMIENTOS, BORDILLOS Y ESTRIBOS ..... $f_{ck} \geq 250\ Kg/cm^2$

HORMIGON DE LIMPIEZA ..... $f_{ck} \geq 150\ Kg/cm^2$

RECUBRIMIENTOS:

EN CIMIENTOS Y ESTRIBOS = 3 cm.

EN LOS DEMAS PARAMENTOS = 2 cm.

TIPOS DE CONTROL:

DEL ACERO: NO SISTEMATICO

DEL HORMIGON: MEDIANTE PROBETAS EN OBRA (NORMAL)

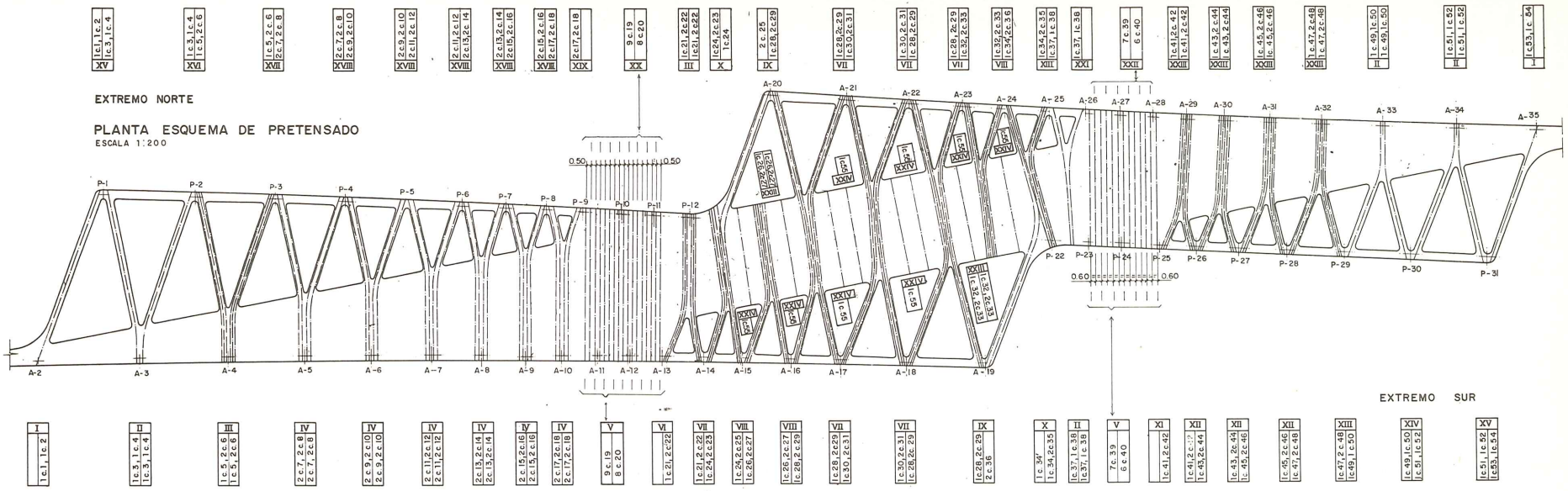
DE EJECUCION: INTENSO (DAÑOS MEDIOS)

COEFICIENTES DE SEGURIDAD PREVISTOS EN LOS CALCULOS:

$\gamma_f = 1.5$ $\gamma_s = 1.15$ $\gamma_c = 1.5$

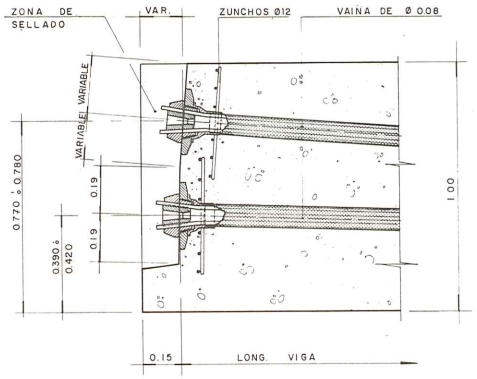
LA EJECUCION DE LA OBRA SE REALIZARA SEGUN LA INSTRUCCION EH-73

Fig. 5. Definición geométrica de los estribos.



CABLE TIPO	EXTREMO DE TESADO	FUERZA DE TESADO (EN TONELADAS)
1	SUR	228
2	SUR	228
3	SUR	243
4	SUR	243
5	SUR	228
6	SUR	228
7	SUR	195
8	SUR	195
9	SUR	238
10	SUR	238
11	SUR	243
12	SUR	243
13	SUR	243
14	SUR	243
15	SUR	219
16	SUR	219
17	SUR	219
18	SUR	219
19	SUR	228
20	NORTE	228
21	NORTE	243
22	NORTE	243
23	SUR	243
24	SUR	243
25	SUR	243
26	NORTE	215
27	NORTE	215
28	A-16, A-17 (SUR) y A-22, A-23 (NORTE)	243

CABLE TIPO	EXTREMO DE TESADO	FUERZA DE TESADO (EN TONELADAS)
29	A-16, A-17 (SUR) y A-22, A-23 (NORTE)	243
30	SUR	243
31	SUR	243
32	NORTE	210
33	NORTE	210
34	SUR	243
35	SUR	243
36	SUR	243
37	SUR	210
38	SUR	210
39	NORTE	243
40	SUR	243
41	NORTE	237
42	NORTE	237
43	NORTE	243
44	NORTE	243
45	NORTE	243
46	NORTE	243
47	NORTE	237
48	NORTE	237
49	NORTE	243
50	NORTE	243
51	NORTE	219
52	NORTE	219
53	NORTE	219
54	NORTE	219
55	NORTE	237



SECCION TIPO
ESCALA 1:10

NOTAS

EN LA FASE FINAL DE EJECUCCION, LOS CABLES SERAN RETESADOS Y SE DISPONDRA UNA CUÑA METALICA DE 8 mm DE ESPESOR ENTRE LA PLACA MOVIL Y LA PLACA FIJA DE ANCLAJE, PARA RECUPERAR LAS PERDIDAS PRODUCIDAS POR LA PENETRACION DEL CONO

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

ACEROS

ACERO PARA ARMAR CORRUGADO (Ø) $f_{yk} \geq 4600\ Kg/cm^2$

ACERO PARA PRETENSAR

R_g	TENSION GARANTIZADA DE ROTURA	$\geq 173\ Kg/mm^2$
T_g	TENSION GARANTIZADA CARACTERISTICA DE LA FORMA DEL DIAGRAMA TENSION DEFORMACION	$\geq 165\ Kg/mm^2$
η_{1000}	RELAJACION GARANTIZADA A 1000 Horas y 0.70 Rg	$\leq 2\ \%$

HORMIGONES

HORMIGON PARA ARMAR EN LOSA	$f_{ck} \geq 375\ Kg/cm^2$
HORMIGON PARA PILAS	$f_{ck} \geq 300\ Kg/cm^2$
HORMIGON PARA CIMIENTOS, BORDILLOS Y ESTRIBOS	$f_{ck} \geq 250\ Kg/cm^2$
HORMIGON DE LIMPIEZA	$f_{ck} \geq 150\ Kg/cm^2$

RECUBRIMIENTOS

EN MIENTOS Y ESTRIBOS = 3 cm

EN LOS DEMAS PARAMENTOS = 2 cm

TIPOS DE CONTROL

DEL ACERO NO SISTEMATICO

DEL HORMIGON MEDIANTE PROBETAS EN OBRA (NORMAL)

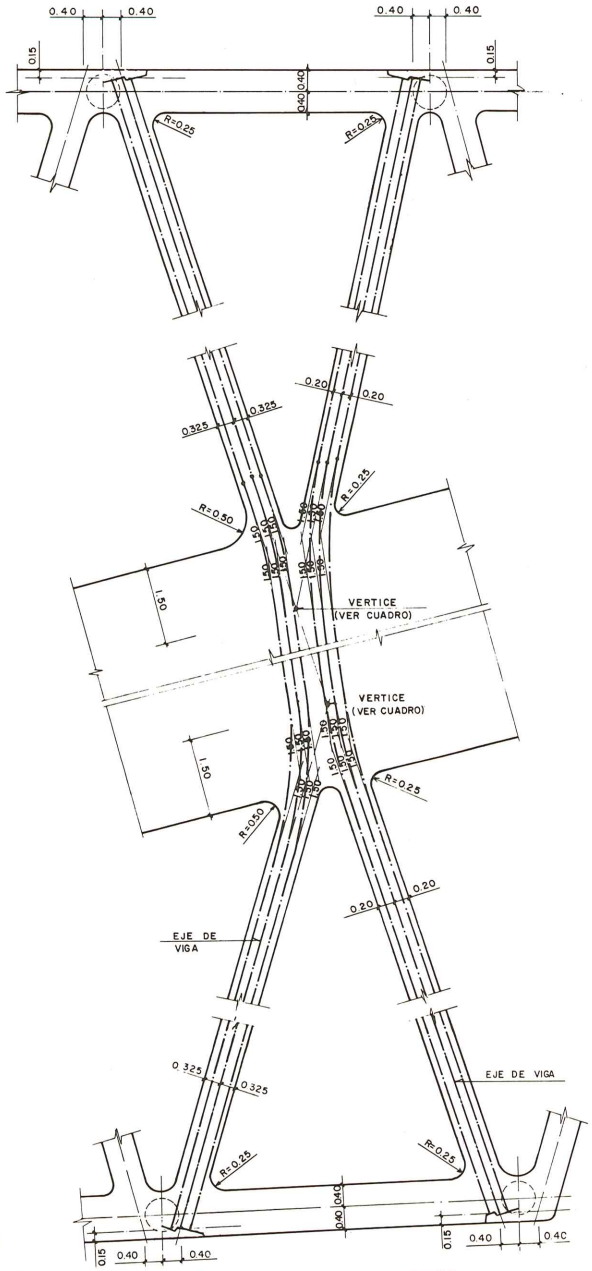
DE EJECUCION INTENSO (DAÑOS MEDIOS)

COEFICIENTES DE SEGURIDAD PREVISTOS EN LOS CALCULOS

$\gamma_f = 1.5$ $\gamma_s = 1.15$ $\gamma_c = 1.5$

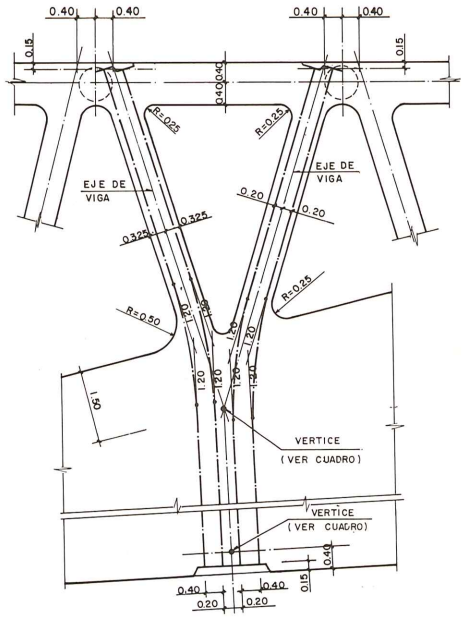
LA EJECUCION DE LA OBRA SE REALIZARA SEGUN LA INSTRUCCION EH-73

Fig. 6. Pretensado del tablero.



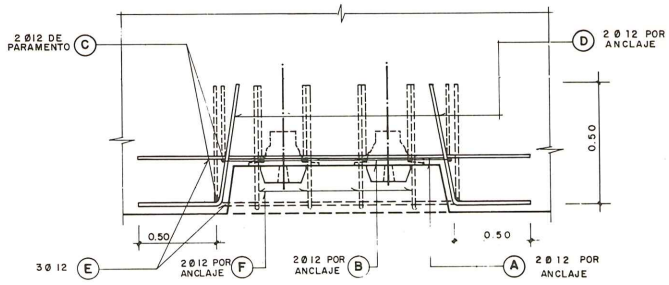
PRINCIPIO DEFINICION CABLEADO 2 VANOS

ESCALA 1:50



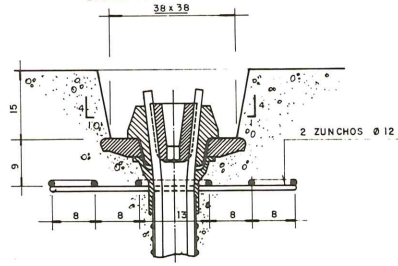
PRINCIPIO DEFINICION CABLEADO 1 VANO

ESCALA 1:50



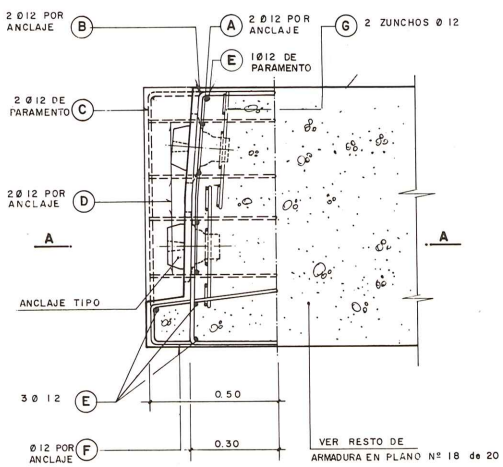
SECCION · A-A

ESCALA 1:10



ANCLAJE TIPO

ESCALA 1:5



ARMADURA CAJETIN TIPO

ESCALA 1:10

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

ACEROS:

ACERO PARA ARMAR CORRUGADO (Ø) fyk ≥ 4.600 Kg/cm²

ACERO PARA PRETENSAR

Rg - TENSION GARANTIZADA DE ROTURA ..... ≥ 173 Kg/m.m²

Tg - TENSION GARANTIZADA CARACTERISTICA DE LA FORMA DEL DIAGRAMA TENSION DEFORMACION ..... ≥ 165 Kg/m.m²

RELAJACION GARANTIZADA A 1.000 Horas y 0.70 Rg ..... ≤ 2 %

HORMIGONES:

HORMIGON PARA ARMAR EN LOSA ..... fck ≥ 225 Kg/cm²

HORMIGON PARA PILAS ..... fck ≥ 300 Kg/cm²

HORMIGON PARA CIMIENTOS, BORDILLOS Y ESTRIBOS ..... fck ≥ 250 Kg/cm²

HORMIGON DE LIMPIEZA ..... fck ≥ 175 Kg/cm²

RECUBRIMIENTOS:

EN CIMIENTOS Y ESTRIBOS = 3 cm.

EN LOS DEMAS PARAMENTOS = 2 cm.

TIPOS DE CONTROL:

DEL ACERO: NO SISTEMATICO

DEL HORMIGON: MEDIANTE PROBETAS EN OBRA (NORMAL)

DE EJECUCION: INTENSO (DAÑOS MEDIOS)

COEFICIENTES DE SEGURIDAD PREVISTOS EN LOS CALCULOS:

$\gamma_f = 1.5$ $\gamma_s = 1.15$ $\gamma_c = 1.5$

LA EJECUCION DE LA OBRA SE REALIZARA SEGUN LA INSTRUCCION EH-73

Fig. 7. Detalles de pretensado.

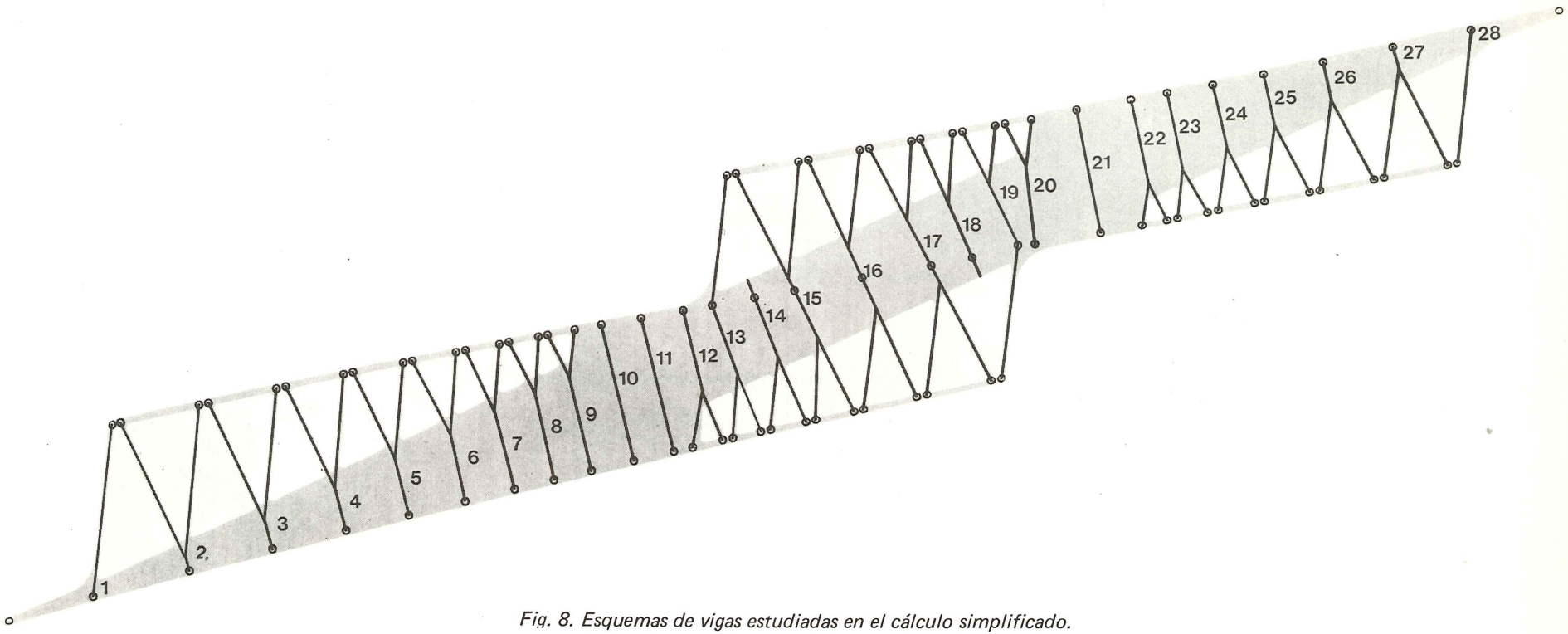


Fig. 8. Esquemas de vigas estudiadas en el cálculo simplificado.

de las vigas ficticias en Y (En la fig. 8 se observa el esquema de las vigas consideradas). Esta simplificación, es consecuencia de que la flexión se mantiene prácticamente cilíndrica entre líneas de apoyo, para cualquier tipo de carga, debido a la gran flexibilidad transversal del tablero. Estas vigas, a efectos de cálculo de esfuerzos, tenían en la zona de losa un ancho constante, igual a la mitad de la separación con las vigas contiguas. A efecto de cálculo de tensiones, en la misma zona, se consideraba una anchura variable que iba aumentando desde el entronque de la celosía en la losa y desde los apoyos del estribo hacia el centro de la losa. La pendiente de la recta de transición era de 2/3.

Para las vigas de dos vanos, en la zona central, de la estructura, el principio de cálculo fue análogo.

Para verificar la bondad de la simplificación realizada se hizo un cálculo de la losa, asimilándola a un emparrillado, utilizando para ello un programa puesto a punto por IDASA, que permite la introducción del pretensado directamente.

Para facilitar la preparación de las instrucción de entrada al ordenador y el tiempo de cálculo de éste, se consideraron dos emparrillados independientes, con una zona común de solape (fig. 9). El emparrillado A cuenta con 230 barras y 127 nudos. El emparrillado B con 291 barras y 155 nudos. El ancho máximo de banda ha sido 16.

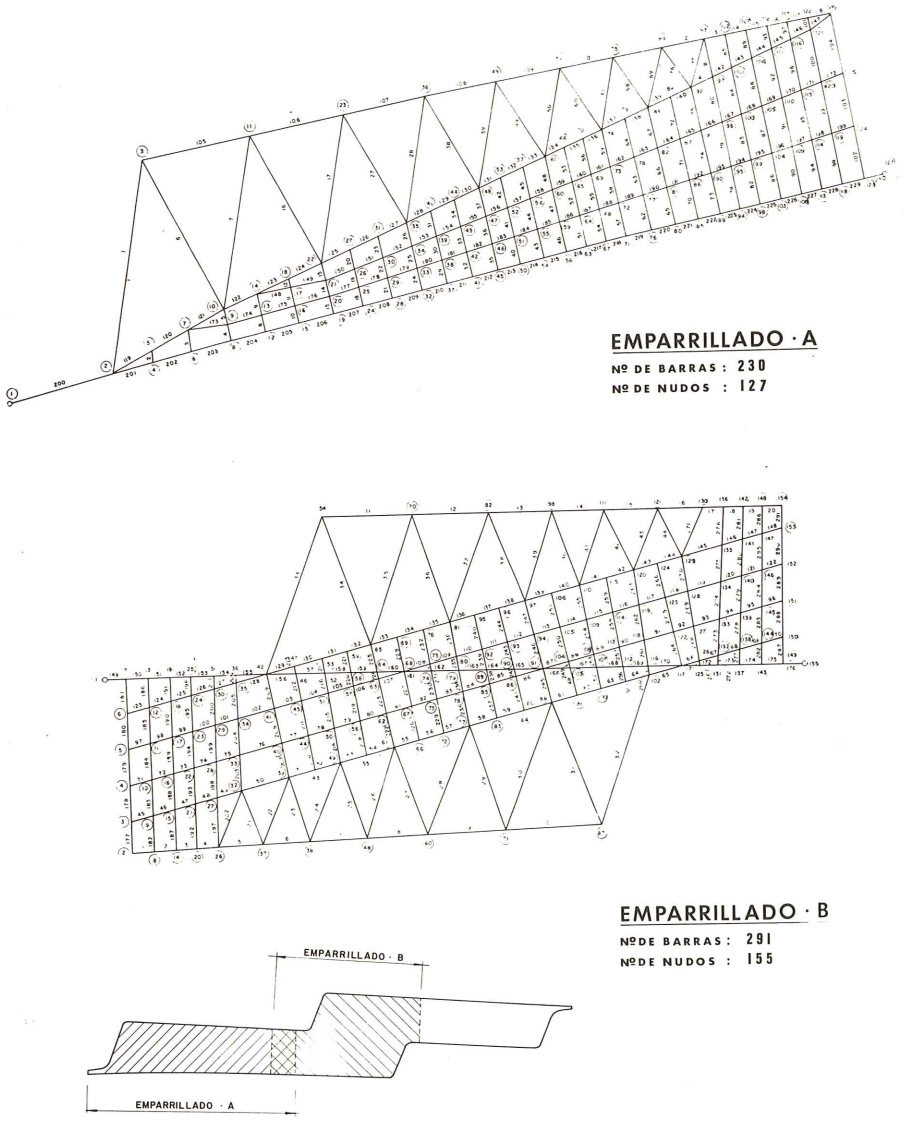


Fig. 9. Definición de los emparrillados.

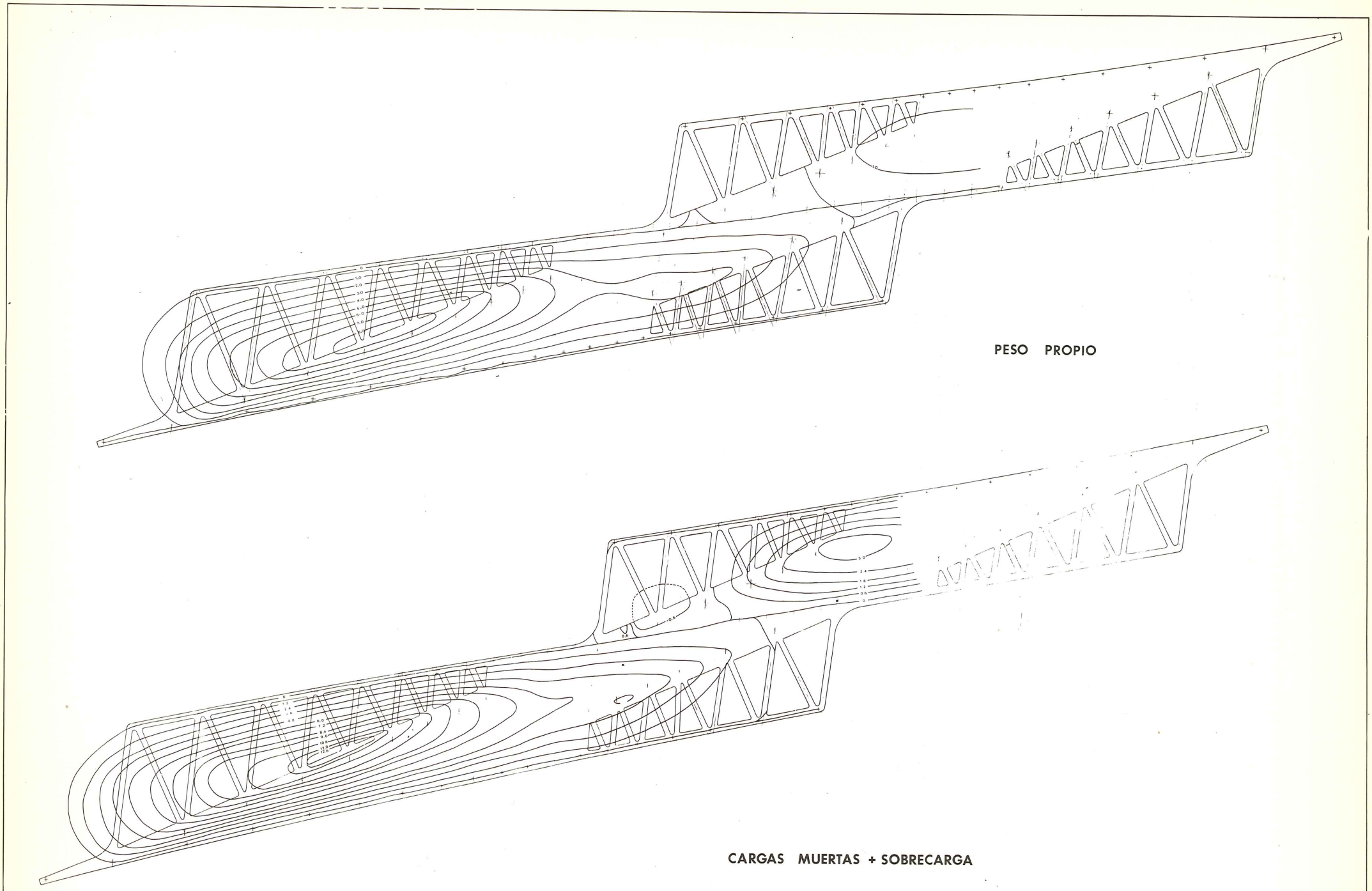


Fig. 10. Curvas de nivel de las deformaciones.

Es interesante analizar las curvas de nivel obtenidas del cálculo del emparrillado para el peso propio y para cargas muertas más sobrecargas (fig. 10). Dicho análisis confirma, efectivamente, la forma de trabajo fundamentalmente unidireccional de la losa. Los valores de las deformaciones confirman, también, la comodiad con la que trabaja la zona central de la losa donde los esfuerzos son muy pequeños. En esta zona las cargas se sitúan muy próximas a la línea de apoyo. La configuración de la estructura hace, también, que el grado de continuidad sea muy limitado con lo que la evaluación de esfuerzos en esta zona por el método simplificado tiene un grado de incertidumbre menor que el que pudiera parecer a primera vista.

Es interesante, también, comparar los resultados obtenidos para los esfuerzos por el método simplificado y con la asimilación de la losa-celosía al emparrillado. En la fig. 11 se

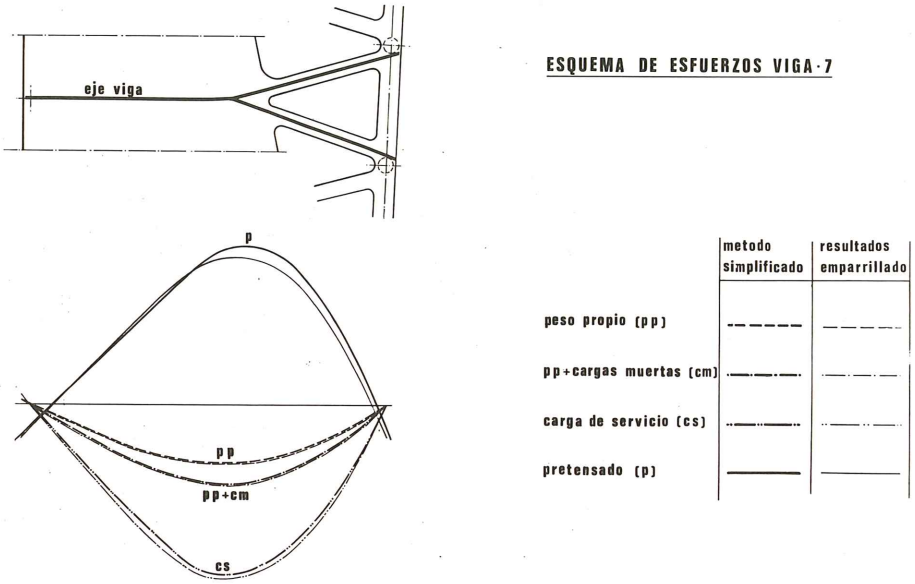


Fig. 11. Comparación de esfuerzos en viga 7.

comparan estos valores para la viga 7, una de las más solicitadas. La correspondencia como se ve es muy grande. Esta analogía de resultados ha sido general en la zona isostática.

Los resultados del emparrillado B, presentan por el contrario algunas incoherencias en parte debidas a algunos errores detectados tardíamente en la entrada de datos y, en parte, en problemas seguramente relacionados con la forma de discretización de un tablero que presente una gran oblicuidad.

Como complemento de esta breve descripción, voy a resumir las cuantías que han resultado para la losa:

- La superficie del tablero que resulta de multiplicar el ancho estricto de la plataforma del FF.CC. por la longitud de la obra medidas en el eje de la vía, ha sido de 1.100 m^2
- La superficie ampliada, incluyendo la superficie en planta de los aligeramientos, ha sido de 2.300 m^2. La medición del hormigón H-375 ha sido de 1.550 m^3 que supone 1,4 m^3 por m^2 de tablero estricto y 0,67 m^3 por m^2 de tablero ampliado.
- Las cuantías de pretensado, han resultado ser de 27,5 kg/m^3 y yo creo que son realmente estrictas. No así las cuantías de acero pasivo que han resultado ser de 104 Kg/m^3 de hormigón. Esta cifra sin duda se puede reducir.

Voy a referirme ahora a las experiencias y conclusiones más interesantes que se pudieron sacar del ensayo en modelo reducido cuya descripción fue objeto de la comunicación de D. Adolfo Delibes.

Fueron las siguientes:

1º) No se detectó ningún tipo de fisuración por retracción, u otras causas durante la fase de hormigonado del modelo, que se realizó en el Laboratorio de Intemac, en Madrid, en el verano del pasado año.

2º) El modelo se comportó correctamente durante las diferentes fases del ensayo.

3º) El modelo estuvo sometido a una importante prueba de carga dinámica, como consecuencia de la repentina inestabilidad del dispositivo de carga que provocó la descarga brutal de éste. En ese instante, el modelo estaba sometido a una carga total equivalente al peso propio y a 2,5 veces la sobrecarga. El modelo no sufrió daño aparente alguno y se pudo recomenzar el ensayo.

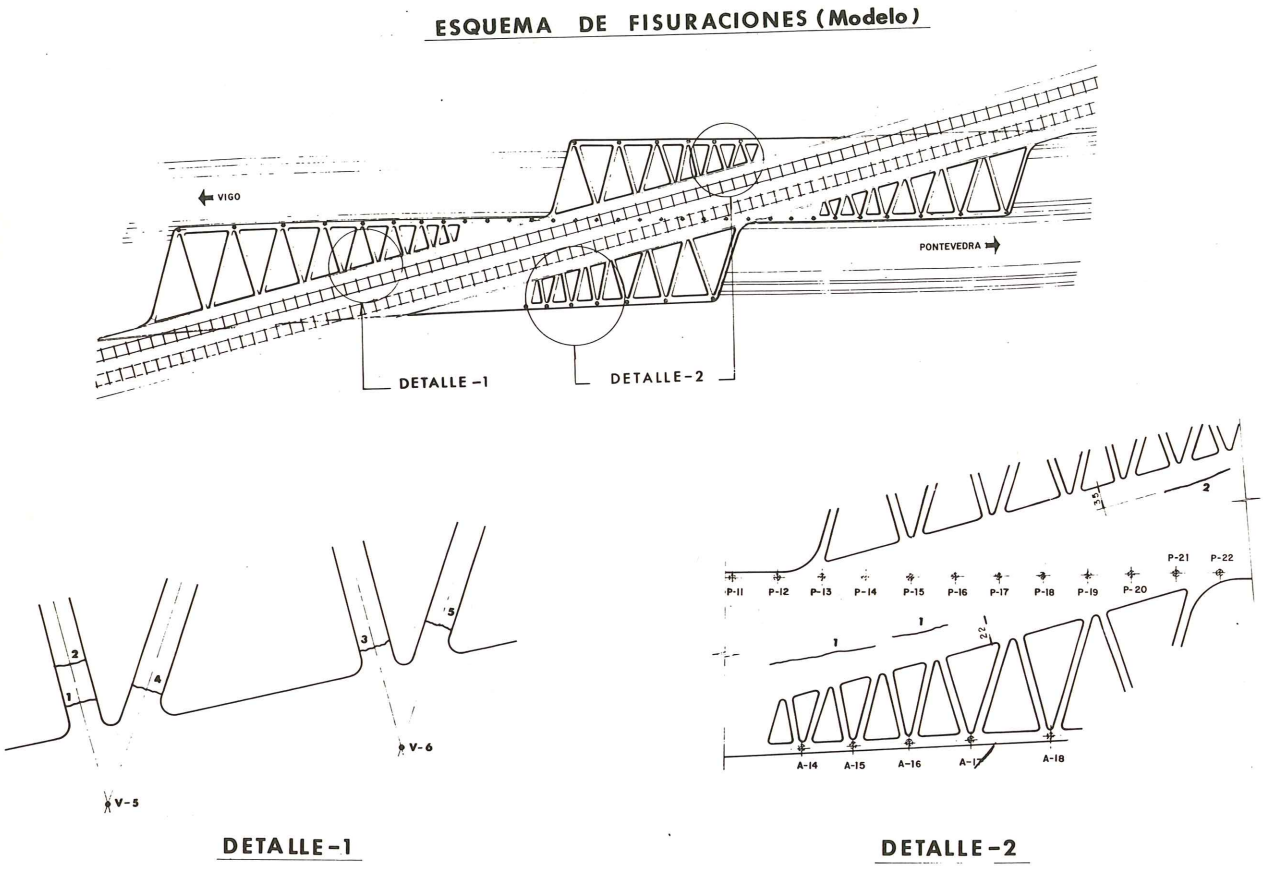


Fig. 12. Posición y orden de aparición de fisuras en el modelo.

4º) Los valores de las flechas medidas, son perfectamente comparables con las que han resultado de los cálculos teóricos.

5º) No se han podido obtener mas que unas conclusiones muy sucintas de los datos sobre deformaciones medidas en las bandas extensométricas. A este respecto, conviene decir que la experiencia adquirida ha confrimado tres hechos evidentes:

- Es necesario doblar el número de medidas en un mismo punto, para detectar errores.
- Hay que limitar al máximo el número de puntos de medidas, haciendo pocas medidas pero bién hechas.

– Es imprescindible la ejecución de un ensayo-testigo con una viga isostática, para poner a punto la instrumentación y sacar conclusiones claras que puedan ser directamente utilizables en el análisis de los resultados del modelo.

6º) La fisuración del modelo se produjo exactamente donde estaba prevista, de acuerdo con los resultados de los cálculos, (fig. 12). La primera fisura, se produjo simultáneamente en la zona isostática y en la zona de dos vanos.

7º) El valor de la tensión aparente de tracción en el momento de la fisuración, correspondió con buena aproximación al valor teóricamente esperable. En el momento de la apreciación de la primera fisura en el modelo, la tensión aparente en el hormigón era de 184 Kg/cm^2. Este resultado espectacular, está muy próximo al que resulta de aplicar la expresión de Guyon, para la estimación de la tensión aparente de tracción:

$$R'' = R' + 0{,}6\,(R' + g)$$

en donde

R" = resistencia aparente a tracción del hormigón.

R' = resistencia a tracción del hormigón en flexocompresión.

g = tensión media debida al pretensado

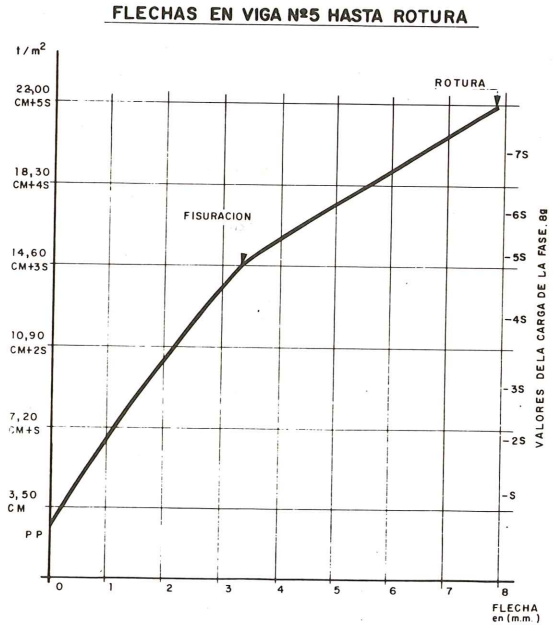
El valor de R' será el orden de 50 kg/cm^2 y el valor de la tensión media de pretensado en la viga 5, en la que apareció la primera fisura, es g = 140 Kg/cm^2.

Así se llega a:

R" = 50 + 0,60 (50 + 140) = 164 Kg/cm^2.

valor próximo al calculado teóricamente para la tensión aparente en el momento de aparición de la primera fisura en la viga 5.

8º) Los coeficientes de seguridad que han resultado en el ensayo en modelo son muy próximos y ligeramente superiores a los calculados teóricamente. En la fig. 13 se re-



COEFICIENTES DE SEGURIDAD

	FISURACION	ROTURA
MODELO	2,02	3,05
TEORICO	1,71	2,73

Fig. 13. Diagramas cargas-deformaciones obtenidas del ensayo en modelo reducido.

presenta la curva cargas-deformaciones que ha servido para estimar los coeficientes de seguridad del modelo. Las medidas obtenidas de los comparadores y de las bandas extensométricas han confirmado el instante de fisuración que se había detectado visualmente con la aparición de la primera fisura en la viga 5.

9º) No se ha detectado ni durante las fases de carga ni como consecuencia del impacto sufrido por el modelo en un momento del ensayo, ningún tipo de fisuración en los bordes de las vigas, como consecuencia de eventuales momentos de torsión o por problemas locales debidos a la transmisión del pretensado, o a las reacciones de apoyo.

10º) Se puede considerar que el modelo ha cumplido el objetivo para el que había sido construído: ha confirmado el correcto funcionamiento de la estructura, su seguridad frente a fisuración y rotura, así como la precisión de los métodos de cálculo utilizados.

Para completar la exposición de esta obra, hay que decir que se ha realizado ya la prueba de carga reglamentaria, que no se produjo ningún incidente y que la estructura se comportó satisfactoriamente, estando actualmente en servicio.

Yo, no querría acabar sin decir algo que supere cualquier impresión de triunfalismo que haya podido traslucir esta comunicación. Yo creo que está fuera de duda el buen comportamiento de la estructura tal como ha sido proyectada y construída. Sin embargo, como yo albergo la esperanza de que esta estructura en losa-celosía se incorpore al catálogo de soluciones para puentes con gran esviaje, voy a señalar algunos aspectos que no han podido quedar suficientemente estudiados en esta ocasión y en los que convendrá que profundice quien se encuentre en el futuro con la posibilidad de hacerlo.

Pueden ser los siguientes:

- Evaluación de los esfuerzos de torsión en vigas y bordes de losa.
- Difusión de tensiones en la losa, a partir de los entronques con las vigas.
- Comportamiento dinámico de la losa-celosía.
- Evaluación de los esfuerzos de retracción y temperatura en la celosía.

Para concluir quiero expresar mi agradecimiento a todos cuantos hicieron posible la realización de esta obra.

- En primer lugar, a IDASA, de quien recibimos el encargo del proyecto, y quien desde el primer momento aceptó y alentó la solución propuesta con una generosidad que sólo se puede encontrar entre los buenos profesionales.
- A la Sociedad Concesionaria y a los compañeros que asumieron la importante tarea de la dirección de obra.
- Naturalmente a la empresa constructora HUARTE que puso toda su experiencia al servicio de su construcción.
- A Freyssinet, S.A. que tanto en la ejecución del modelo como en la ejecución del prototipo, colaboró muy eficazmente.
- A INTEMAC, que con el ensayo del modelo ha podido demostrar una vez más sus conocimientos y su eficacia.
- Y finalmente a D. Ramón Vidal, a D. Ramón del Cuvillo y a su equipo, que habiendo tenido la delicada responsabilidad de la inspección del proyecto, adoptaron una actitud extraordinariamente constructiva sin la cual se hubiese esterilizado todo nuestro esfuerzo.

591-2-149

El enlace de Buenos Aires en la Autopista del Atlántico.

Javier Rui-Wamba Martija
Ingeniero de Caminos
ESTEYCO, S.A.

1.–CARACTERISTICAS DEL ENLACE

El enlace de Buenos Aires de la Autopista del Atlántico, que ya fue presentado en sus rasgos generales por D. Manuel Taboada en una comunicación anterior, está situado en el interior del perímetro urbano de la ciudad de Vigo y ha nacido para cumplir las funciones siguientes:

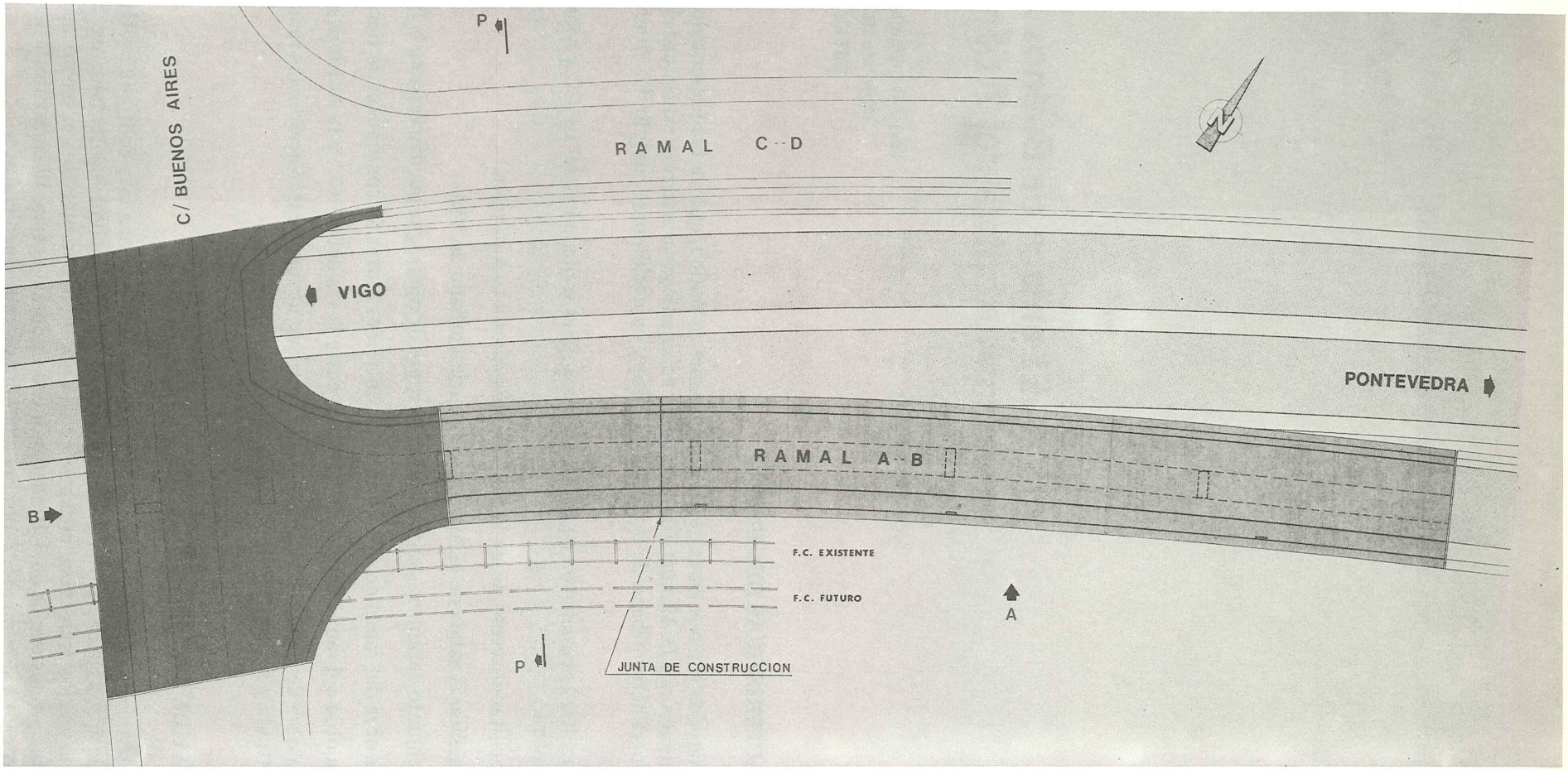
- Facilitar la circulación de la calle Buenos Aires sobre la vía del FF.CC.y sobre la Autopista.
- Facilitar el acceso desde la calle Buenos Aires a la Autopista.
- Facilitar la salida de la Autopista al nucleo urbano de Vigo.

El conjunto del enlace se compone de 8 grupos de obras, que pueden verse en la fig. 1.

- La obra del ramal de salida, encajada entre dos muros de contención de tierras.
- La obra del ramal de acceso, encajada entre la vía del FF.CC. y la Autopista.
- La obra de paso de la calle Buenos Aires, que incluye la transición a los ramales de entrada y salida.

2.–RAMAL DE ACCESO

La estructura del ramal de acceso está constituida por una losa continua pretensada de 4 vanos, de aproximadamente 22,50 metros cada uno. El ancho total del tablero es de 10,60 metros y la sección transversal está constituida por un nervio macizo con ancho mínimo de 2,50 metros y unos vuelos de 3,10 metros a cada lado del nervio. El canto de la losa es de 1,10 metros y ha sido impuesto por el de la obra de calle Buenos Aires.


P
C/ BUENOS AIRES
RAMAL C-D
VIGO
PONTEVEDRA
RAMAL A-B
B
F.C. EXISTENTE
F.C. FUTURO
A
P
JUNTA DE CONSTRUCCION

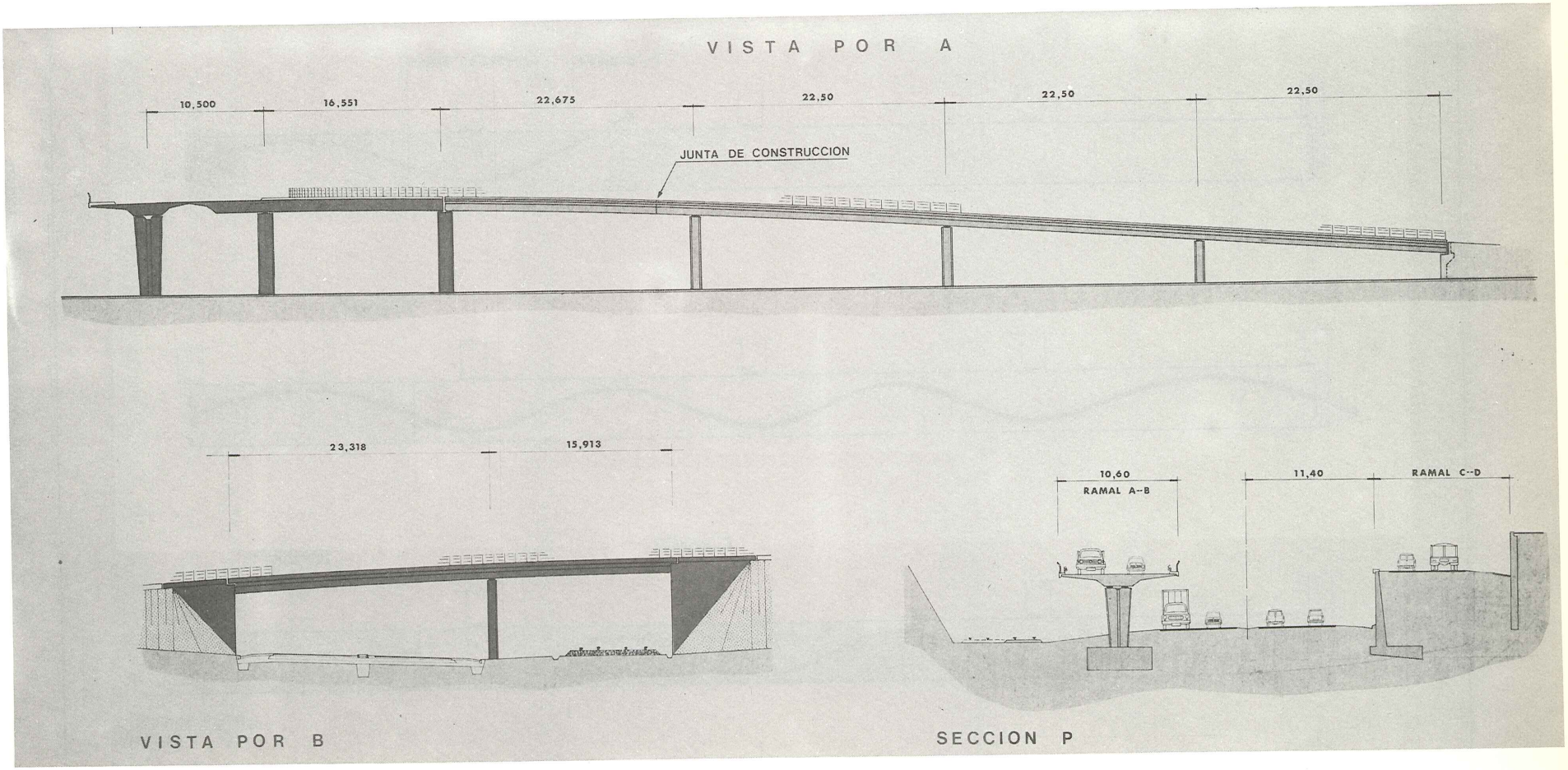


Fig. 1. El enlace de Buenos Aires.

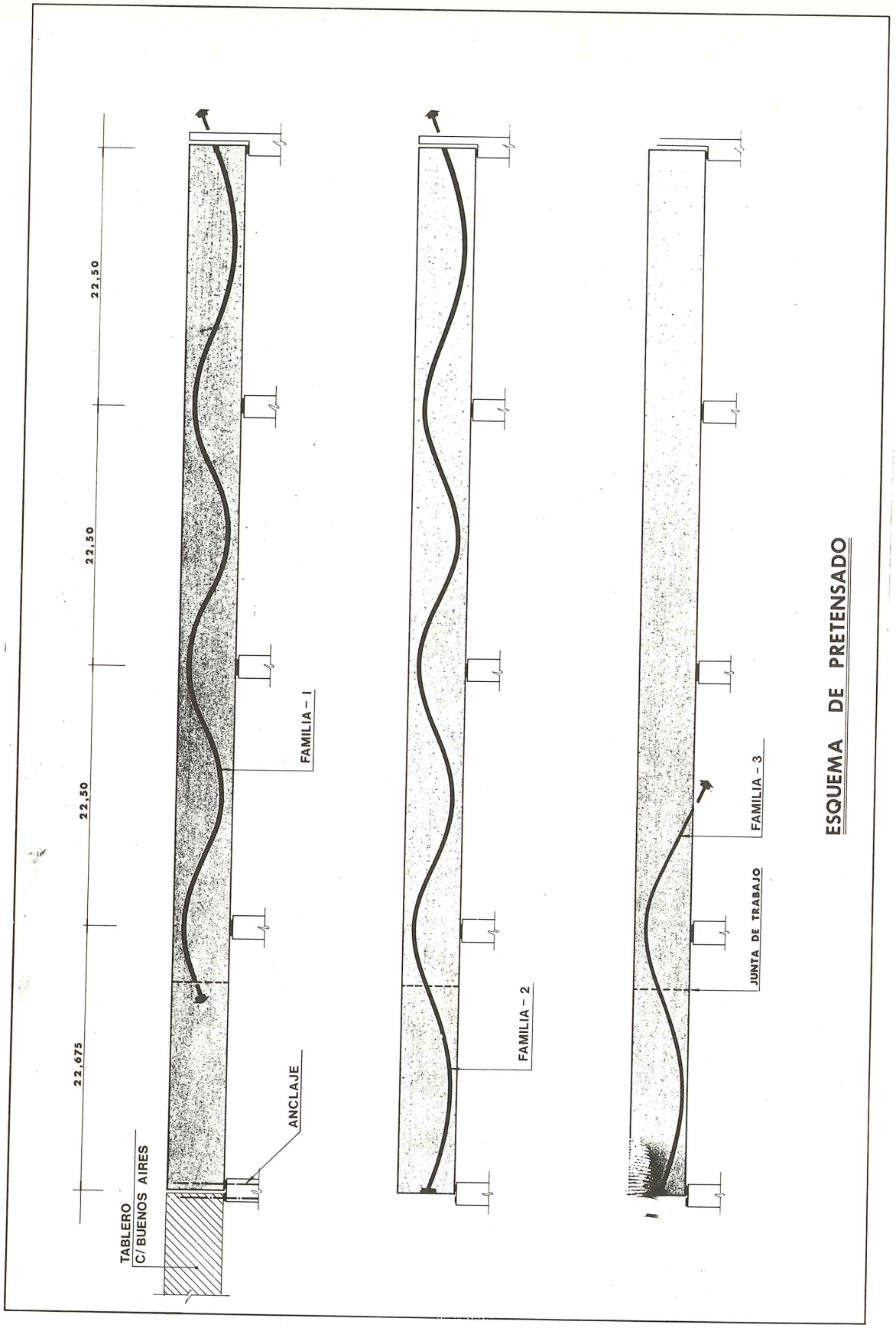


Fig. 2.— Esquema del pretensado del ramal de acceso.

Se trata de una obra clásica, que tiene la particularidad de que la concepción de los esquemas de pretensado ha venido condicionada por la necesidad de dejar el hormigonado del último vano para una fase posterior, con objeto de permitir la construcción del desvío provisional de la calle Buenos Aires. En la figura 2 pueden verse las diferentes familias de cables de pretensado que se han dispuesto:

– La familia 1, que permite el desencofrado de los 3 vanos hormigonados en 1ª fase y que está constituida por 6 cables 12T15 Freyssinet.

– La familia 2, que abarca los 4 vanos, constituida por 8 cables.

– La familia 3, que tiene su salida por la parte inferior del vano intermedio, constituida por 6 cables.

El pretensado de las familias 2 y 3 aseguraban la continuidad del 4º vano, que se hormigonaba en una etapa posterior, una vez concluidas las obras del resto del enlace.

El tablero apoya por un lado, el más alejado a la calle Buenos Aires, en un estribo convencional sobre el que se han dispuesto los apoyos separados a distancia suficiente para absorber con comodidad los esfuerzos generados por una posible disimetría de cargas en el tablero. El otro extremo de la losa apoya en una pila en la que apoya también la estructura de calle Buenos Aires, materializándose sobre ella la junta entre ambas losas. En este caso la separación transversal de apoyos ha venido condicionada por las dimensiones de la cabeza de la pila. Para hacer frente a la torsión que aparece en el extremo de la losa se ha cosido ésta a la pila, mediante 2 barras DIWIDAG de ϕ 26,5 m.m. que atraviesan los apoyos de neopreno y van a anclarse a la zapata. La definición de la pila y anclajes puede verse en la figura 3.

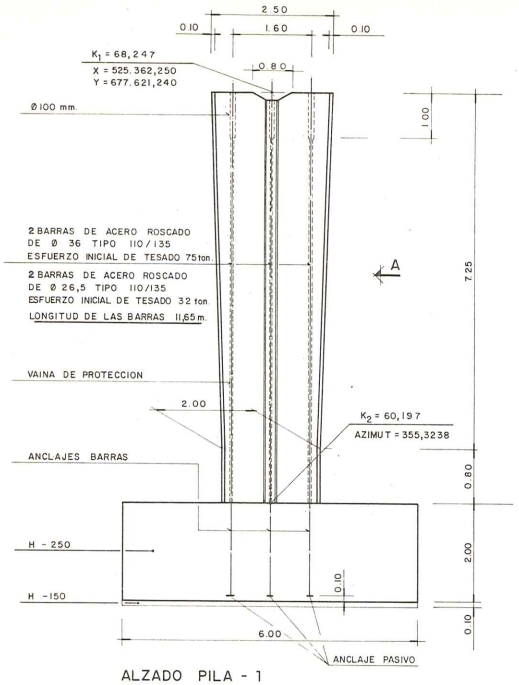
3.–ESTRUCTURA DE C/BUENOS AIRES

La complejidad de esta estructura, cuya geometría se define en la figura 4, corresponde a la función que debe cumplir: facilitar el paso de la calle Buenos Aires sobre la Autopista y facilitar, también, la conexión con los ramales de acceso y salida.

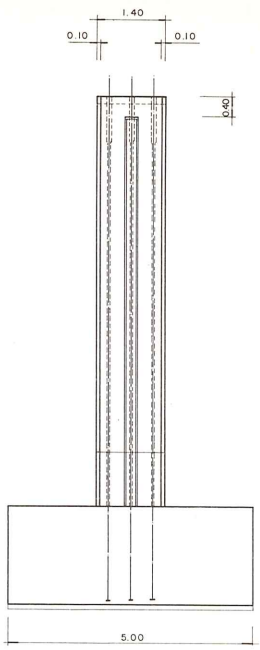
Se trata de una losa de 1,10 m. de canto, aligerada en los bordes con la creación de unos importantes voladizos cuya geometría es idéntica a los de la losa del ramal. La losa va aligerada, también, en la zona central, lo que configura dos nervios. El nervio 1, es perpendicular a la Autopista y al FF.CC., tiene anchura constante, y dispone de apoyos exteriores en los dos estribos de la obra, y en un apoyo central. El nervio 2, con ancho muy variable, tiene 4 apoyos: los dos estribos, el apoyo común con el ramal A-B y un apoyo central situado aproximadamente en el centro de gravedad del nervio.

El aligeramiento central crea entre los nervios 1 y 2, una losa con un espesor que va disminuyendo hacia el centro, donde acaba siendo de 15 centímetros. La flexibilidad de esta losa hace que los dos nervios trabajen con bastante independencia. Esto ha facilitado la creación de una junta de construcción en la zona central de esta losa común, de manera que se ha podido construir independientemente el nervio 1, por el que se ha canalizado la circulación de calle Buenos Aires. De esta manera se ha podido prescindir del desvío provisional, lo que ha permitido la construcción del nervio 2, así como del último tramo del ramal de acceso.

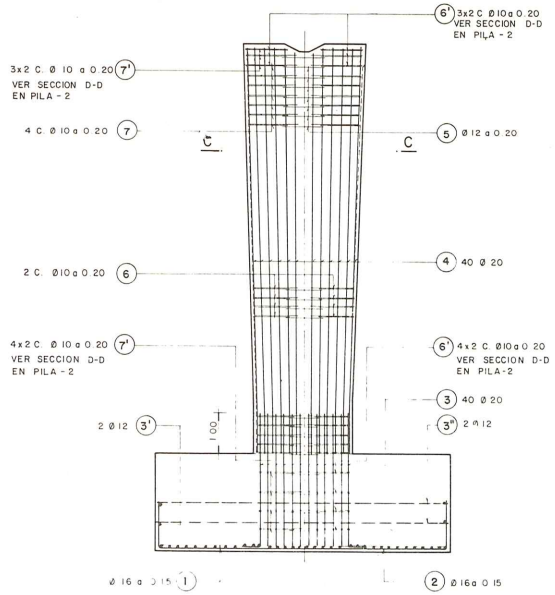
Planteada así la estructura, uno de los problemas de más difícil solución ha sido la definición del pretensado de la losa, cuyo esquema fundamental puede verse en la figura 5. El pretensado del nervio 1 no tiene ninguna peculiaridad destacable. Está constituido por 11 cables 12T15 Freyssinet, tesados alternativamente por uno u otro extremo, con el trazado correspondiente a una losa continua de dos vanos y de sección constante.



ALZADO PILA - 1
ESCALA 1:50

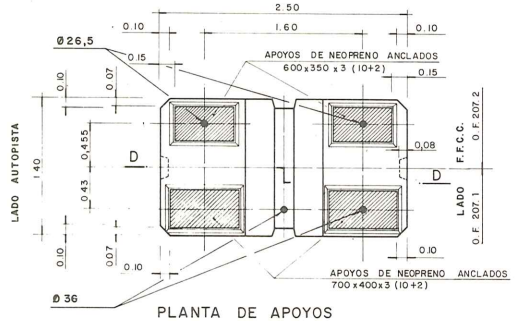


VISTA POR -A-
ESCALA 1:50

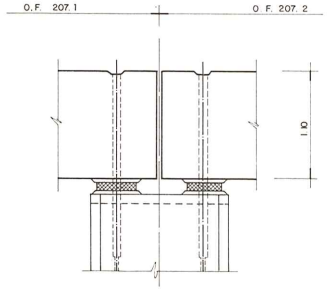


ARMADURA PILA
ESCALA 1:50

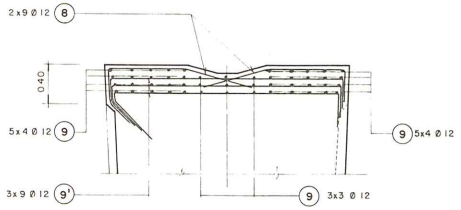
POSICION	Ø m.m.	Nº DE PIEZAS	LONGITUD (m.)	FORMA L = cm.	LONGITUD TOTAL m.	PESO Kg/m.	PESO Kg.	PESO TOTAL Kg
				CIMENTACION				
1	16	41	6,94	100 494 100	284,5	1,58	449,5	1.222,7
2	16	34	7,94	100 594 100	269,9	1,58	426,5	
3	20	40	3,07	297 10	122,8	2,47	303,3	
3'	12	4	5,74	40 494 40	21,8	0,89	19,4	
3"	12	4	6,74	40 594 40	26,9	0,89	24,0	
				PILA				
4	20	40	8,01	801	320,4	2,47	791,3	1.608,4
5	12	180	0,96	96	172,8	0,89	153,7	
6	10	78	4,86	V.M. 86 10 44 35 136 35 44 10 V.M. 86 ; 10 V.M. 88 5 116 136 10 V.M. 88	378,0	0,62	235,0	
6'	10	12	4,58		54,9	0,62	34,0	
7	10	156	1,44	V.M. 45 35 V.M. 40 24	224,6	0,62	139,2	
7'	10	12	3,16	V.M. 45 35 V.M. 40 76 V.M. 35 V.M. 40 V.M. 45	38,0	0,62	23,5	
8	12	18	2,01	81 60 60	36,1	0,89	32,2	
9	12	49	2,56	136 60 60	125,4	0,89	111,6	
9'	12	27	3,66	246 60 60	98,8	0,89	87,9	



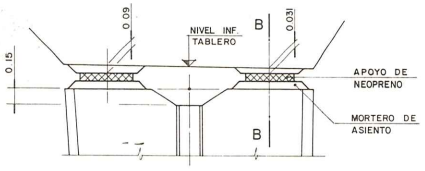
PLANTA DE APOYOS
ESCALA 1:25



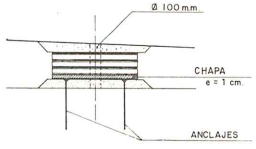
SECCION B-B
ESCALA 1:25



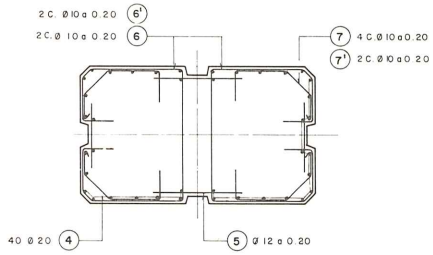
DETALLE ARMADURA EN SECCION D-D
ESCALA 1:25



ALZADO DE APOYOS
ESCALA 1:25



DETALLE ANCLAJE DE APOYOS



SECCION C-C
ESCALA 1:25

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

ACEROS:

ACERO PARA ARMAR CORRUGADO (Ø) fyk ≥ 4.600 Kg/cm²

ACERO PARA PRETENSAR

Rg - TENSION GARANTIZADA DE ROTURA ..... ≥ 173 Kg/m.m²

Tg - TENSION GARANTIZADA CARACTERISTICA DE LA FORMA DEL DIAGRAMA TENSION DEFORMACION ..... ≥ 165 Kg/m.m²

RELAJACION GARANTIZADA A 1.000 Horas y 0.70 Rg ..... ≤ 2 %

HORMIGONES:

HORMIGON PARA ARMAR EN LOSA ..... f_{ck} ≥ 350 Kg/cm²

HORMIGON PARA PILAS ..... f_{ck} ≥ 300 Kg/cm²

HORMIGON PARA CIMIENTOS, BORDILLOS Y ESTRIBOS ..... f_{ck} ≥ 250 Kg/cm²

HORMIGON DE LIMPIEZA ..... f_{ck} ≥ 150 Kg/cm²

RECUBRIMIENTOS:

EN CIMIENTOS Y ESTRIBOS = 3 cm.

EN LOS DEMAS PARAMENTOS = 2 cm.

TIPOS DE CONTROL:

DEL ACERO : NO SISTEMATICO

DEL HORMIGON : MEDIANTE PROBETAS EN OBRA (NORMAL)

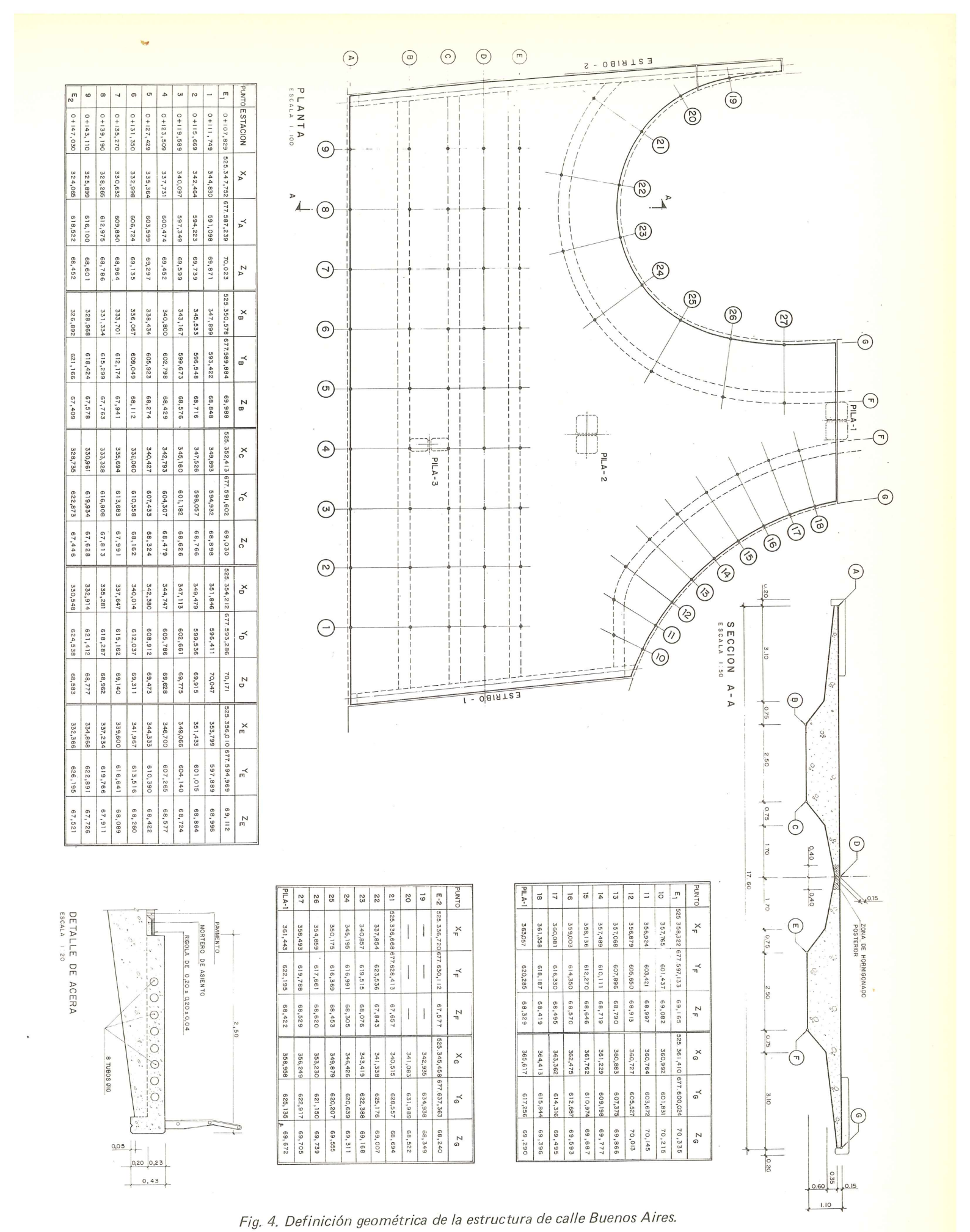
DE EJECUCION : INTENSO (DAÑOS MEDIOS)

COEFICIENTES DE SEGURIDAD PREVISTOS EN LOS CALCULOS:

$\gamma_f = 1.5$ $\gamma_s = 1.15$ $\gamma_c = 1.5$

LA EJECUCION DE LA OBRA SE REALIZARA SEGUN LA INSTRUCCION EH-73

Fig. 3. Pila de junta y anclajes losa-pila.



PUNTO	ESTACION	X_A	Y_A	Z_A	X_B	Y_B	Z_B	X_C	Y_C	Z_C	X_D	Y_D	Z_D	X_E	Y_E	Z_E
E_1	0+107.829	525.347.726	677.587,239	70,023	525.350,578	677.589,884	69,988	525.352,413	677.591,602	69,030	525.354,212	677.593,286	70,171	525.356,010	677.594,969	69,112
1	0+111,749	344,830	591,098	69,871	347,899	593,422	68,848	349,893	594,932	68,898	351,846	596,411	70,047	353,799	597,889	68,996
2	0+115,669	342,464	594,223	69,739	345,533	596,548	68,716	347,526	598,057	68,766	349,479	599,536	69,915	351,433	601,015	68,864
3	0+119,589	340,097	597,349	69,599	343,167	599,673	68,576	345,160	601,182	68,626	347,113	602,661	69,775	349,066	604,140	68,724
4	0+123,509	337,731	600,474	69,452	340,800	602,798	68,429	342,793	604,307	68,479	344,747	605,786	69,628	346,700	607,265	68,577
5	0+127,429	335,364	603,599	69,297	338,434	605,923	68,274	340,427	607,433	68,324	342,380	608,912	69,473	344,333	610,390	68,422
6	0+131,350	332,998	606,724	69,135	336,067	609,049	68,112	338,060	610,558	68,162	340,014	612,037	69,311	341,967	613,516	68,260
7	0+135,270	330,632	609,850	68,964	333,701	612,174	67,941	335,694	613,683	67,991	337,647	615,162	69,140	339,600	616,641	68,089
8	0+139,190	328,265	612,975	68,786	331,334	615,299	67,763	333,328	616,808	67,813	335,281	618,287	68,982	337,234	619,766	67,911
9	0+143,110	325,899	616,100	68,601	328,968	618,424	67,578	330,961	619,934	67,628	332,914	621,412	68,777	334,868	622,891	67,726
E_2	0+147,030	324,065	618,522	68,452	326,892	621,166	67,409	328,735	622,873	67,446	330,548	624,538	68,583	332,366	626,195	67,521

PUNTO	X_F	Y_F	Z_F	X_G	Y_G	Z_G
E_1	525.358,322	677.597,133	69,165	525.361,410	677.600,024	70,335
10	357,765	601,437	69,082	360,992	601,831	70,215
11	356,924	603,421	68,997	360,764	603,672	70,145
12	356,879	605,680	68,913	360,727	605,827	70,013
13	357,068	607,896	68,790	360,883	607,375	69,866
14	357,489	610,111	68,719	361,229	609,198	69,777
15	358,136	612,270	68,646	361,762	610,974	69,687
16	359,003	614,350	68,570	362,475	612,687	69,593
17	360,081	616,330	68,495	363,362	614,316	69,495
18	361,358	618,187	68,419	364,413	615,844	69,396
PILA-1	363,057	620,285	68,329	365,617	617,256	69,290

PUNTO	X_F	Y_F	Z_F	X_G	Y_G	Z_G
E-2	525.336,720	677.630,112	67,577	525.345,458	677.637,363	68,240
19	—	—	—	342,935	634,938	68,349
20	—	—	—	341,083	631,989	68,522
21	525.336,668	677.628,413	67,657	340,515	628,557	68,694
22	337,854	623,536	67,843	341,338	625,176	69,007
23	340,857	619,515	68,076	343,419	622,388	69,168
24	345,195	616,991	68,305	346,426	620,639	69,311
25	350,175	616,369	68,453	349,879	620,207	69,555
26	354,859	617,661	68,620	353,230	621,150	69,739
27	358,493	619,788	68,529	356,249	622,917	69,705
PILA-1	361,443	622,195	68,422	358,958	625,135	69,672

Fig. 4. Definición geométrica de la estructura de calle Buenos Aires.

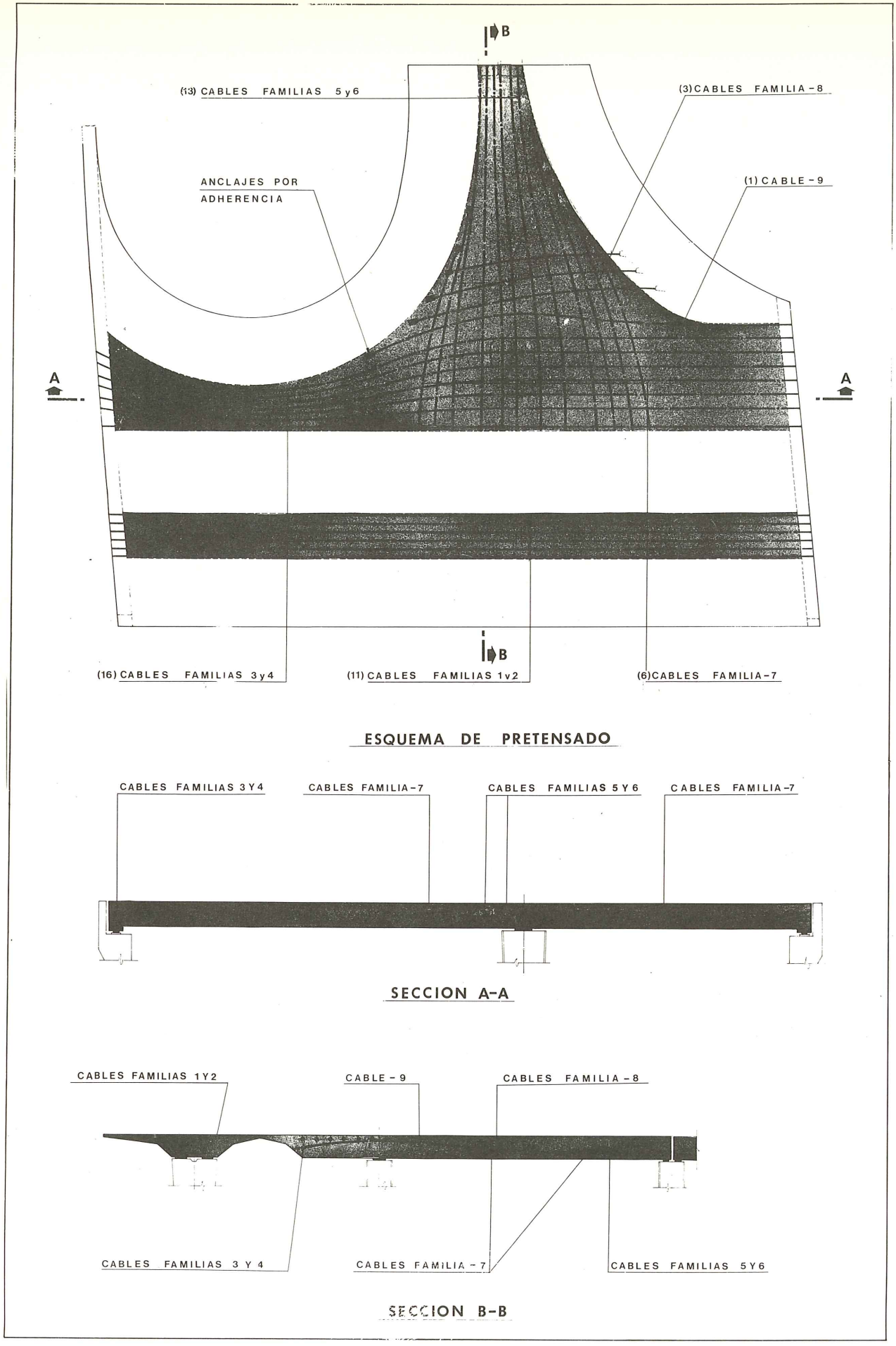


Fig. 5.– Concepción del pretensado de la estructura de C/. Buenos Aires.

El pretensado del nervio 2 tiene mucha mayor complejidad. En su concepción han influido dos factores esenciales:

- Por un lado, su trazado tenía que adecuarse a la función que debe cumplir el pretensado: compensar la carga permanente y una parte de las sobrecargas.
- Por otro lado, había que tener presente los importantes problemas que la colocación y salida de los cables iban a plantear.

La reflexión sobre la forma más probable de deformación de la losa y el dibujo de las curvas de nivel correspondientes, permitieron encajar una primera solución para el trazado de los cables, solución que se fue puliendo al considerar las posibilidades de anclaje de las diferentes familias y los problemas planteados por los cruces de unas y otras. Así se llegó a la solución definitiva para el pretensado del nervio 2 que consta de un total de 39 cables 12T15 distribuidos de la siguiente forma:

- Familias 3 y 4: 16 cables.
- Familias 5 y 6: 13 cables.
- Familia 7: 6 cables.
- Familia 8: 3 cables.
- Familia 9: 1 cable.

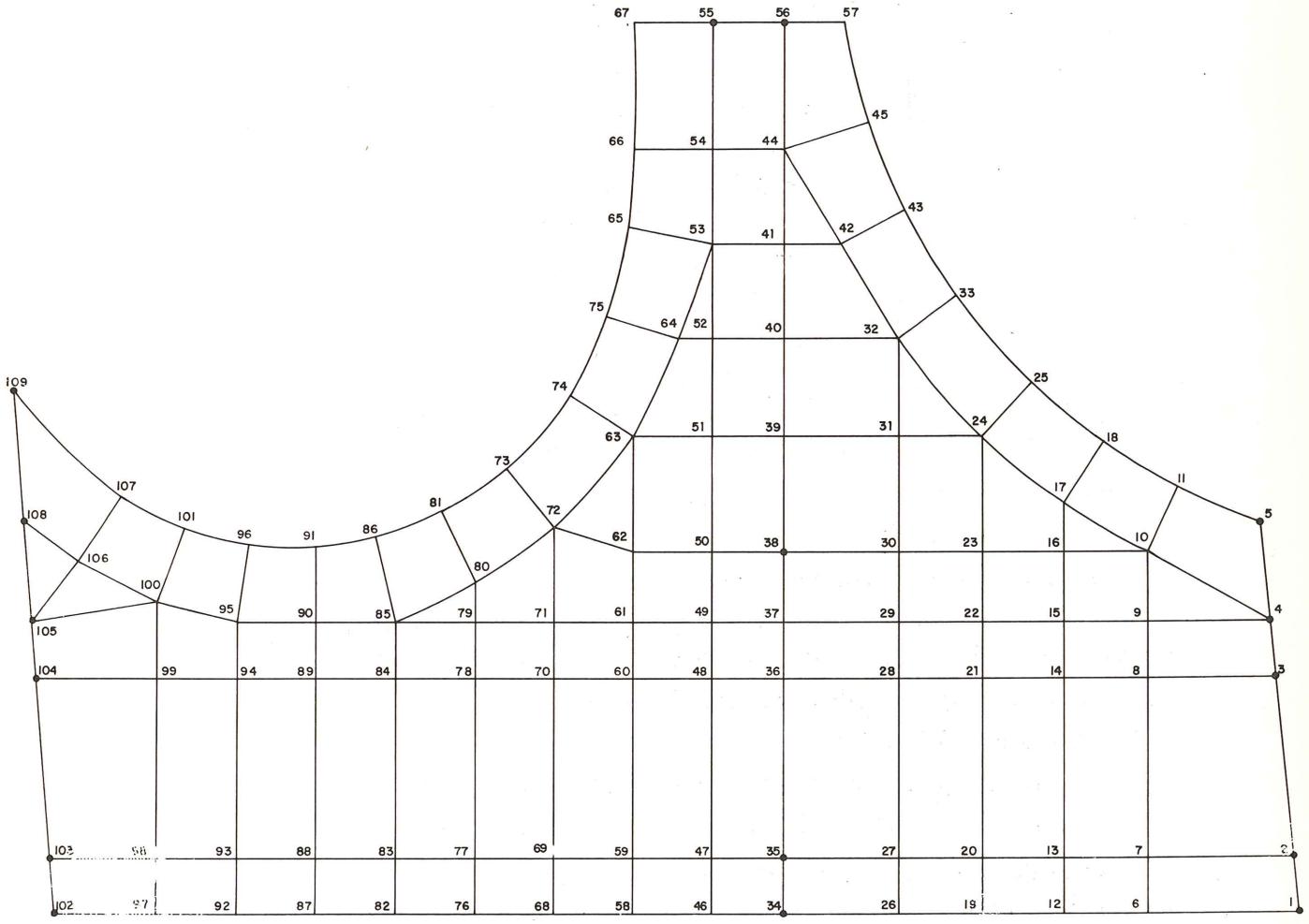


Fig. 6.– Esquema del emparrillado.

Para el cálculo de los esfuerzos, se asimiló la losa a un emparrillado, cuyo esquema se representa en la figura 6, y para su resolución se ha utilizado un programa puesto a punto por D. Avelino Samartín.

Las hipótesis de carga consideradas fueron 6:

– Carga permanente.

– Sobrecarga de 400 kg/m^2.

– 4 posiciones del carro de 60 tons.

Como resultados más interesantes merecen destacarse, las torsiones detectadas en la zona del nervio 2 más próxima a la losa del ramal de acceso y las tracciones resultantes en uno de los apoyos de la pila común, lo que obligó, al igual que en el ramal de acceso, a anclar la losa a la pila mediante barras DYWIDAG, en este caso de 36 mm de diámetro, dispuestas disimétricamente en relación con el eje de la pila tal como se ha mostrado en la figura 3.

Por otra parte, el programa utilizado no admitía la posibilidad práctica de introducción de las fuerzas de pretensado como acciones sobre el emparrillado. Por ello, la estimación de los esfuerzos hiperestáticos, se ha efectuado calculando el pretensado sobre una viga recta de sección variable, lo cual supone una imprecisión que tiene su origen en dos causas. Por un lado, en la incertidumbre sobre el valor de la inercia de la viga a considerar. Por otro, en las reacciones que pueden aparecer en el apoyo común a la losa y al ramal de acceso, en el caso de la puesta en tensión de las familias 3 y 4, y en las reacciones de apoyo que pueden aparecer en los estribos como consecuencia de la puesta en tensión de las familias 5 y 6 principalmente. Estas reacciones de apoyo es evidente que van a ser mínimas con lo que su influencia en los valores finales de los momentos hiperestáticos es ciertamente muy pequeña. La importancia de la incertidumbre en cuanto a las inercias a considerar es mayor, pero ha sido posible acotar sus valores, estimando unas inercias máximas y mínimas que nos han llevado, también, a unos valores máximos y mínimos para los esfuerzos hiperestáticos del pretensado. De esta manera se han podido estimar con suficiente fiabilidad los valores extremos de las tensiones en el hormigón, que se mantienen dentro de los márgenes admisibles, siendo la tensión máxima de compresión de 127 kg/cm^2.

En las figuras 7 y 8 se pueden observar el principio y algunos detalles de la armadura pasiva que se ha previsto en la losa.

La calidad de los materiales utilizados en el tablero ha sido la siguiente:

Resistencia característica del hormigón: 350 kg/cm^2.

Acero pasivo: AE-46.

Acero pretensado superestabilizado: 173 kg/mm^2.

Las cuantías de las unidades más características para la estructura de calle Buenos Aires, sin considerar la obra del ramal de acceso, han sido las siguientes:

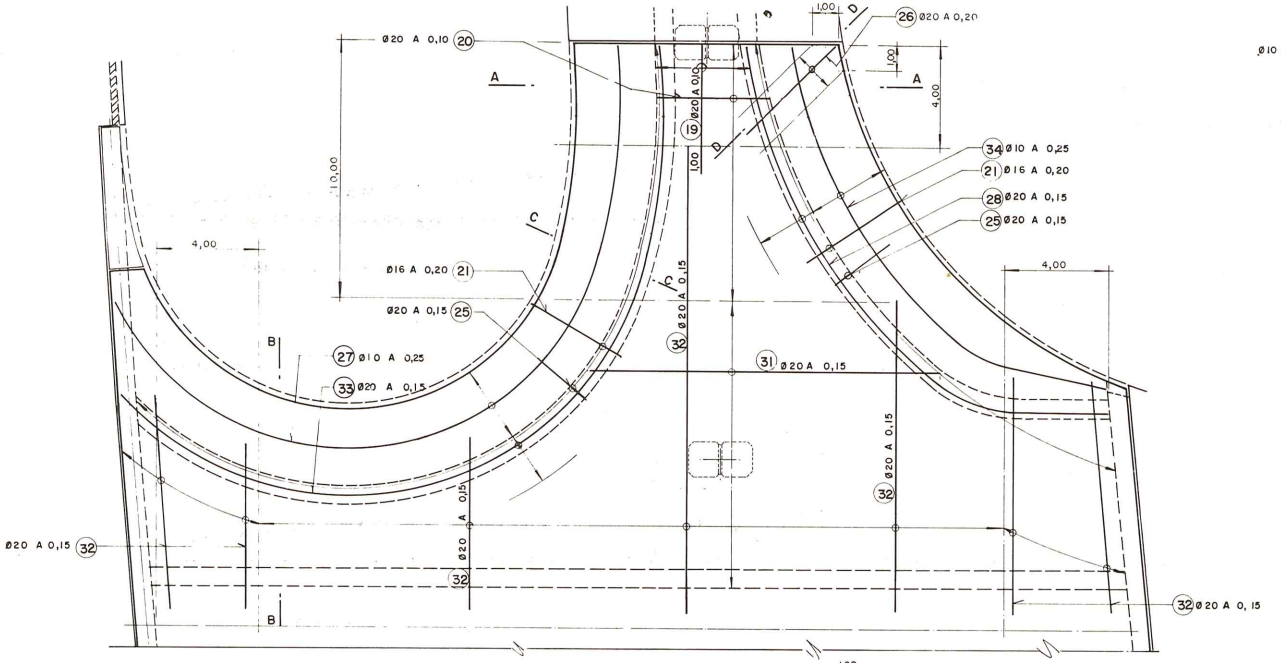
– Superficie aproximada de tablero: 1.000 m^2.

– Hormigón: 0,70 m^3/m^2.

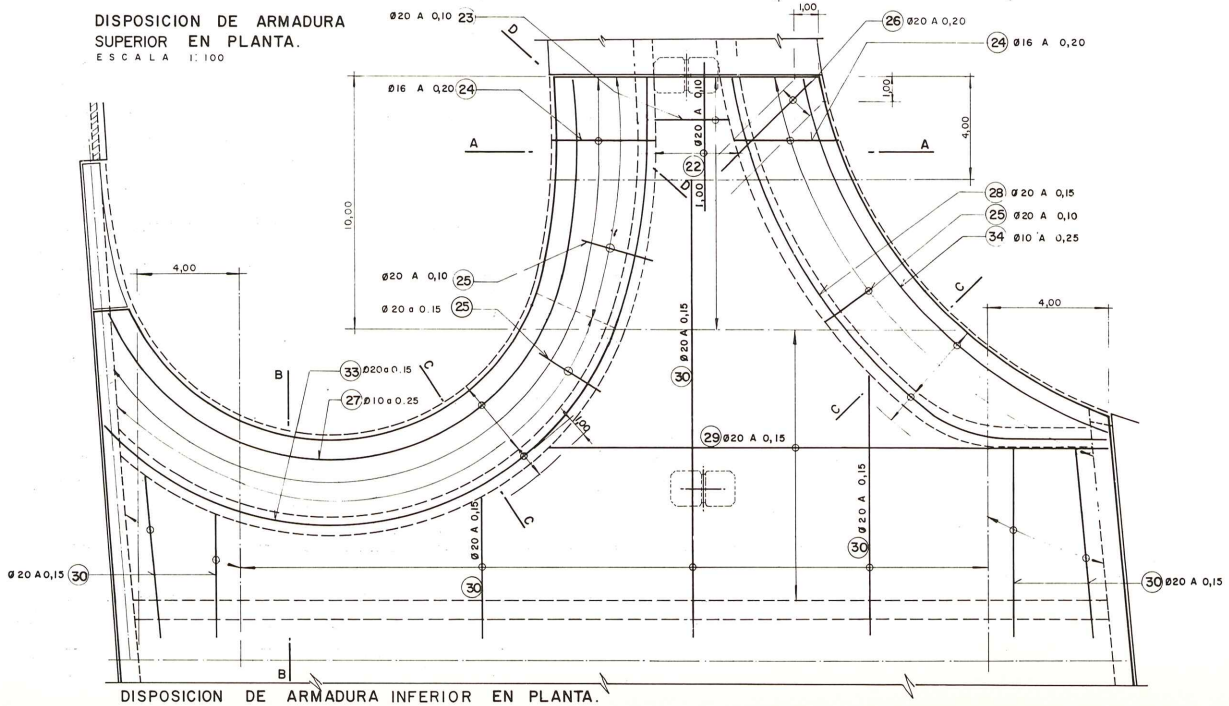
– Acero para pretensar: 22 kg/m^2 equivalente a 33,5 kg/m^3.

– Acero para armar: 40,5 kg/m^2 equivalente a 71,0 kg/m^3.

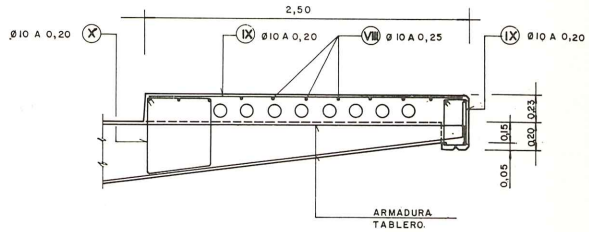
Antes de concluir, voy a relatar un incidente producido con motivo de la puesta en tensión de los cables de las familias 3 y 4. Los alargamientos medidos en alguno de estos cables fueron inferiores (del orden del 15 por 100) a los alargamientos teóricos. En el cable n° 7, por ejemplo, que se tensaba por un solo extremo se pudo estimar, (en base al alargamiento real y en base al valor de la presión manométrica correspondiente al extremo pasivo), que la



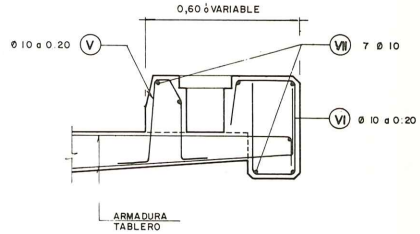
DISPOSICION DE ARMADURA SUPERIOR EN PLANTA.
ESCALA 1:100



DISPOSICION DE ARMADURA INFERIOR EN PLANTA.
ESCALA 1:100



DISPOSICION DE ARMADURA EN ACERA. DE 2,50
ESCALA 1:20



DISPOSICION ARMADURA EN ACERA DE 0,60 ó Var
ESCALA 1:10

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

ACEROS:

ACERO PARA ARMAR CORRUGADO (Ø) $f_{yk} \geq 4.600\ Kg/cm^2$

ACERO PARA PRETENSAR

- R_g – TENSION GARANTIZADA DE ROTURA ..... $\geq 173\ Kg/m.m^2$
- T_g – TENSION GARANTIZADA CARACTERISTICA DE LA FORMA DEL DIAGRAMA TENSION DEFORMACION ..... $\geq 165\ Kg/m.m^2$
- RELAJACION GARANTIZADA A 1.000 Horas y 0.70 R_g ..... $\leq 2\ \%$

HORMIGONES:

- HORMIGON PARA ARMAR EN LOSA ..... $f_{ck} \geq 350\ Kg/cm^2$
- HORMIGON PARA PILAS ..... $f_{ck} \geq 300\ Kg/cm^2$
- HORMIGON PARA CIMIENTOS, BORDILLOS Y ESTRIBOS ..... $f_{ck} \geq 250\ Kg/cm^2$
- HORMIGON DE LIMPIEZA ..... $f_{ck} \geq 150\ Kg/cm^2$

RECUBRIMIENTOS:

EN CIMIENTOS Y ESTRIBOS = 3 cm.

EN LOS DEMAS PARAMENTOS = 2 cm.

TIPOS DE CONTROL:

DEL ACERO: NO SISTEMATICO

DEL HORMIGON: MEDIANTE PROBETAS EN OBRA (NORMAL)

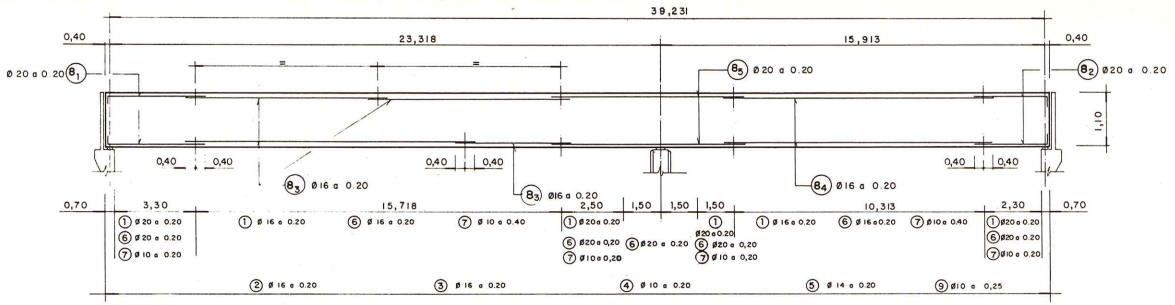
DE EJECUCION: INTENSO (DAÑOS MEDIOS)

COEFICIENTES DE SEGURIDAD PREVISTOS EN LOS CALCULOS:

$\gamma_f = 1.5$ $\gamma_s = 1.15$ $\gamma_c = 1.5$

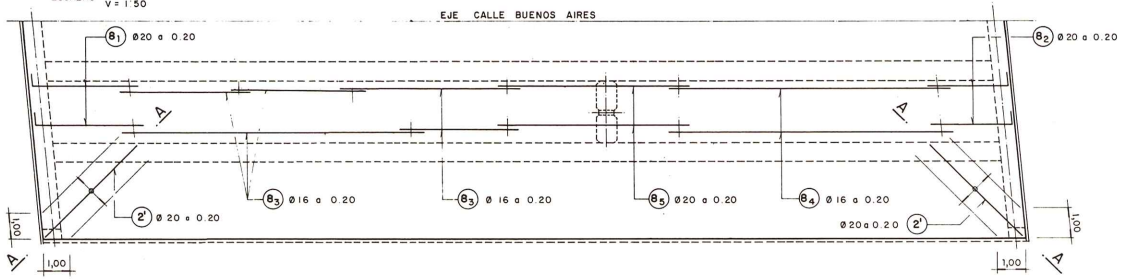
LA EJECUCION DE LA OBRA SE REALIZARA SEGUN LA INSTRUCCION EH-73

Fig. 7. Definición de armaduras pasivas.



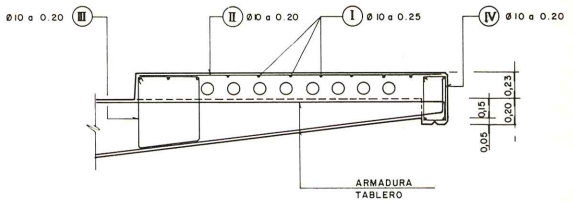
ALZADO

ESCALAS H = 1:100
V = 1:50



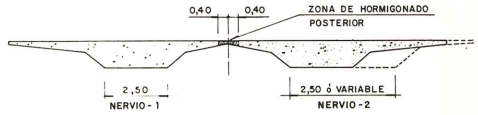
PLANTA

ESCALA 1:100

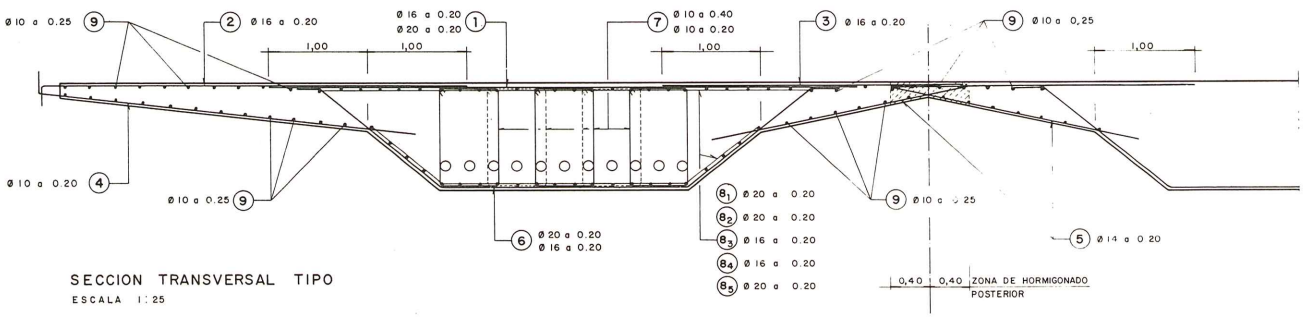


DISPOSICION DE ARMADURA EN ACERA

ESCALA 1 20

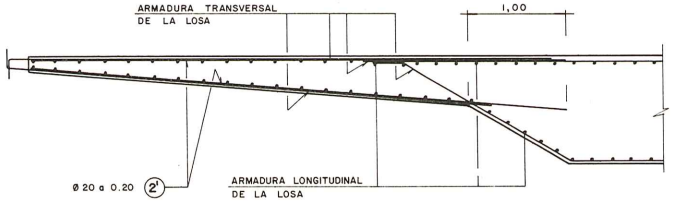


- ZONA QUE SE HORMIGONARA CON POSTERIORIDAD A LA PUESTA EN TENSION DE LOS CABLES DE PRETENSADO DE LOS NERVIOS 1 y 2.
- SE CONSTRUIRAN POR LO TANTO INDEPENDIENTE.



SECCION TRANSVERSAL TIPO

ESCALA 1:25



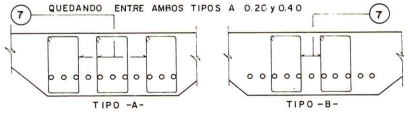
SECCION A-A

ESCALA 1 25

EN ZONA DE APOYOS LOS CERCOS -A- Y -B- IRAN CADA UNO A 0,40

EN ZONA DE VANOS LOS CERCOS -A- Y -B- IRAN CADA UNO A 0,80

QUEDANDO ENTRE AMBOS TIPOS A 0.20 y 0.40



DISPOSICION DE CERCOS

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

ACEROS:

ACERO PARA ARMAR CORRUGADO (Ø) $f_{yk} \geq 4.600\ Kg/cm^2$

ACERO PARA PRETENSAR

R_g - TENSION GARANTIZADA DE ROTURA ..... $\geq 173\ Kg/m.m^2$

T_g - TENSION GARANTIZADA CARACTERISTICA DE LA FORMA DEL DIAGRAMA TENSION DEFORMACION ..... $\geq 165\ Kg/m.m^2$

RELAJACION GARANTIZADA A 1.000 Horas y 0.70 R_g ..... $\leq 2\ \%$

HORMIGONES

HORMIGON PARA ARMAR EN LOSA ..... $f_{ck} \geq 350\ Kg/cm^2$

HORMIGON PARA PILAS ..... $f_{ck} \geq 300\ Kg/cm^2$

HORMIGON PARA CIMIENTOS, BORDILLOS Y ESTRIBOS ..... $f_{ck} \geq 250\ Kg/cm^2$

HORMIGON DE LIMPIEZA ..... $f_{ck} \geq 150\ Kg/cm^2$

RECUBRIMIENTOS:

EN CIMIENTOS Y ESTRIBOS = 3 cm.

EN LOS DEMAS PARAMENTOS = 2 cm.

TIPOS DE CONTROL:

DEL ACERO: NO SISTEMATICO

DEL HORMIGON: MEDIANTE PROBETAS EN OBRA (NORMAL)

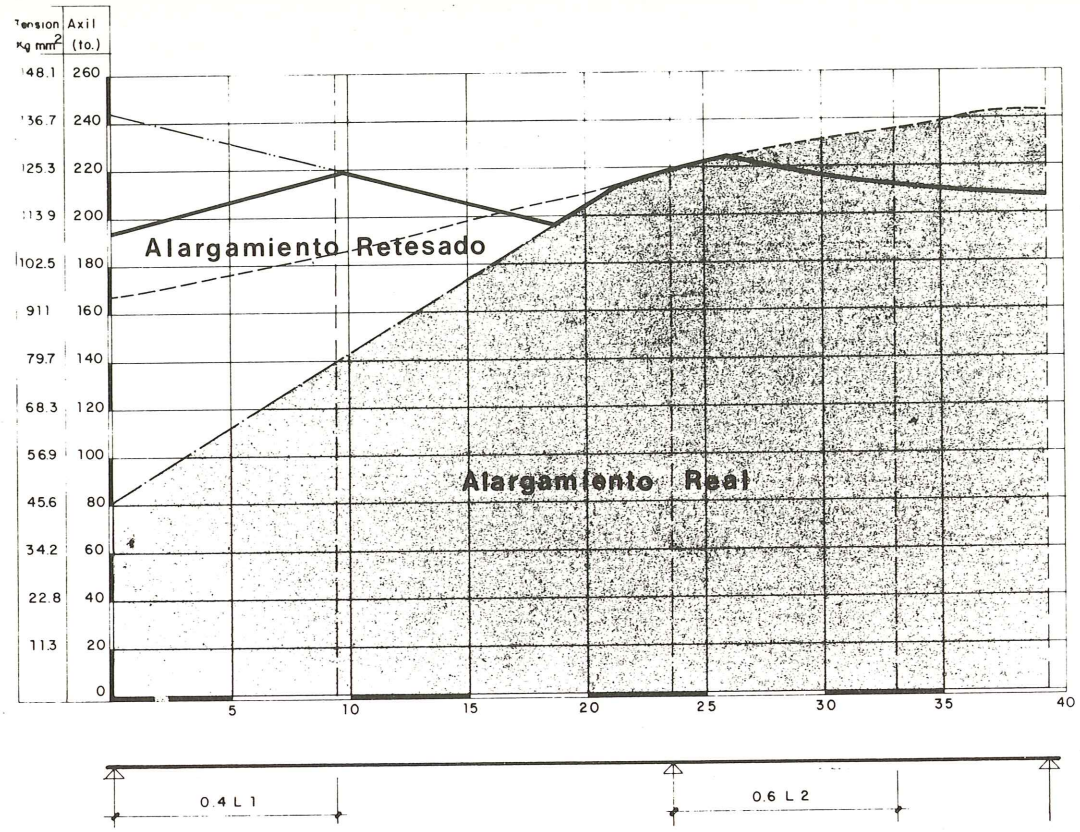
DE EJECUCION: INTENSO (DAÑOS MEDIOS)

COEFICIENTES DE SEGURIDAD PREVISTOS EN LOS CALCULOS:

$\gamma_f = 1.5$ $\gamma_s = 1.15$ $\gamma_c = 1.5$

LA EJECUCION DE LA OBRA SE REALIZARA SEGUN LA INSTRUCCION EH-73

Fig. 8. Detalle de armaduras pasivas.



LEYENDA

---- CURVA TEORICA DE FUERZAS EN CLAVE PRODUCIDA AL TENSAR POR EL EXTREMO MONTAÑA, SIN PENETRACION DEL ANCLAJE.

—·—·— FUERZA CORREGIDA EN BASE A LOS ALARGAMIENTOS OBTENIDOS EN EL PRIMER TESADO Y A LOS DATOS DE FUERZAS EN EL ANCLAJE PASIVO NECESARIOS PARA PRODUCIR SU DESBLOQUEO EN LA OPERACION DE RETESADO.

—··—··— LEYES DE ESFUERZOS RESULTANTES AL INTRODUCIR EL RETESADO, OBTENIDA A PARTIR DEL ALARGAMIENTO MEDIO.

——— CURVA FINAL DE ESFUERZOS CORREGIDA CON LA PENETRACION DE LOS ANCLAJES, DEL PRIMER TESADO Y RETESADO.

ALARGAMIENTO		
Teorico	232	m.m.
Real	206	m.m.
Retesado	44	m.m.

CABLE Nº 7

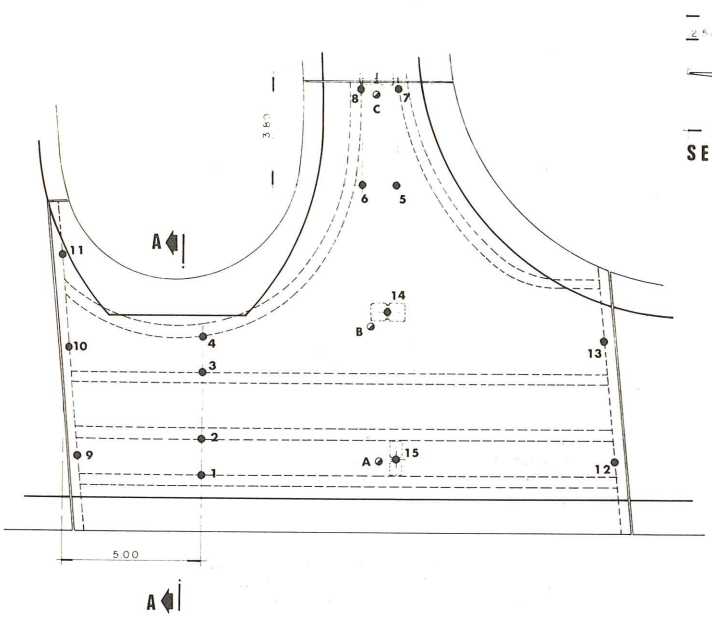
Fig. 9.— Diagramas de pretensado.

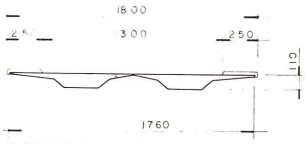
disminución de pretensado en el vano más próximo a dicho extremo, era del orden del 25% del pretensado considerado en los cálculos. El análisis de las posibles causas que podían haber aumentado el rozamiento en el cable, pusieron en evidencia el interés de una serie de precauciones que conviene tomar, muy especialmente, cuando la geometría de los cables es compleja. Aunque estas precauciones son bien conocidas quizás no esté de más el recordarlas aquí.

1º) La colocación de vainas sin cables para un posterior enfilado de éstos, requiere dotar de una mayor rigidez a las vainas aumentando su espesor, o bien, colocar provisionalmente una maroma que evite la ovalización del conducto, y procurar, también, aumentar el diámetro de las vainas por encima de los valores estrictos.

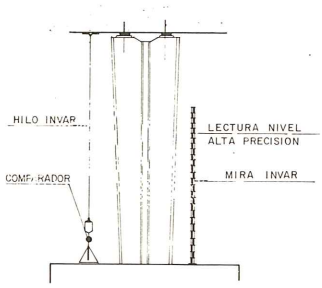
2º) En cables con trazado complejo, la operación de enfilado es delicada y hay que agotar las posibilidades de que la vaina se hormigone con el cable dentro antes de decidirse por el enfilado.

PRUEBA DE CARGA





SECCION A-A



MEDIDA EN PILAS

Flechas en m.m

Puntos de Medida	HIPOTESIS N°I		HIPOTESIS N°II		HIPOTESIS N°III		HIPOTESIS N°IV	
	Flecha Prevista	Flecha Real	Flecha Prevista	Flecha Real	Flecha Prevista	Flecha Real	Flecha Prevista	Flecha Real
1	2,40	1,31	6,10	6,18	-1,00	-1,40	— —	-0,73
2	2,70	2,52	6,20	7,41	-1,00	-0,71	——	-0,12
3	3,90	4,13	6,50	7,01	-1,10	-0,73	0,20	0,07
4	4,00	3,47	6,50	6,91	-1,10	-0,74	0,30	0,71
5	0,50	0,24	0,04	0,01	0,30	0,33	1,70	1,29
6	1,10	0,86	1,20	1,03	——	0,03	1 80	1,30

LEYENDA

● Fleximetros en losa

◑ Nivelacion de zapatas

Fig. 10.— Resultados de la prueba de carga.

3º) Cuando los cables con trazado de una cierta complejidad se tesan por un solo extremo, es prudente dejar abierta la posibilidad de tesar por el otro extremo. Para ello deben cortarse los cables con longitud suficiente.

En nuestro caso concreto, fue posible alcanzar los valores de pretensado previstos en el cálculo, retesando el cable por el lado pasivo, gracias a que se disponía efectivamente de la sobrelongitud necesaria. Previamente a esta operación se procedió a engrasar los cables. En la figura 9 se pueden ver los diagramas del pretensado correspondientes a las diferentes etapas del proceso de tesado y retesado. Es interesante observar a la izquierda de la figura como las líneas del pretensado antes y después del retesado no son simétricas, teniendo menor inclinación esta última, lo cual parece confirmar la eficacia del engrasado de los cables que habría reducido los coeficientes de rozamiento.

Para concluir en la figura 10 presentamos los resultados de la prueba de carga realizada en el pasado mes de Julio. Los valores medidos son muy próximos a los calculados teóricamente. Por ejemplo, en la hipótesis 2, todo cargado excepto el vano situado encima del FF. CC., las flechas máximas previstas eran de 6,50 mm. y las flechas medidas del orden de 7,0 mm. También hay que notar que las medidas de los puntos 6 y 5 confirman un giro de la sección que ya se detectó en el cálculo y que justificó el anclaje de la pila.

Edificio de exposición para "Utande Suministros Técnicos".

Domingo Tabuyo
Dr. Arquitecto

El proyecto objeto de la presente comunicación, forma parte de un conjunto de edificaciones pensadas para la concentración de diferentes actividades de la firma "Utande Suministros Técnicos", dedicada a la construcción de mobiliario de oficinas, técnico, de hogar y distribución de todo tipo de material auxiliar en las ramas de Arquitectura, Ingeniería Topografía, Fotografía, etc. Se proyectan en un solar de 17.000,00 m² situado a 10 Km. de La Coruña con frente a la Carretera N-VI y a la de Armuño a Lubre.

El terreno tenía un considerable desnivel entre la Carretera N-VI y la de Armuño a Lubre, circunstancia que fue aprovechada para que las naves que se iban a proyectar, no se acusasen desde la Carretera N-VI.

El conjunto se dividió en dos partes:

a) Zona de fabricación y almacenes con acceso por la carretera posterior de Armuño a Lubre.
b) Zona de exposición y oficinas con frente a la Carretera N-VI.

La zona de fabricación se dispone en una serie de naves escalonadas, con desniveles entre ellas del orden de 4,00 m y comunicadas interiormente entre sí.

La diferencia de nivel entre la cota 0,00 del edificio principal y las naves es de 7,00 m circunstancia que se aprovechó para crear dos semisotanos, respecto de la rasante de la Carretera N-VI y que se comunican con el edificio principal por medio de un núcleo vertical de escalera, montamuebles y ascensor.

EDIFICIO PRINCIPAL

El propietario Don Julio Jorge Utande a la hora de proyectar nos dejó completa libertad de expresión, sin el menor condicionamiento, tanto en las formas plásticas como en el planteamiento general de la edificación, funcionalidad, distribución, materiales, etc.

Ante esta consideración y pensando en el conjunto de las obras a realizar, nos inclinamos por el siguiente concepto, algo que dentro de su funcionalidad y plástica, tuviese un carácter propio y expresivo.

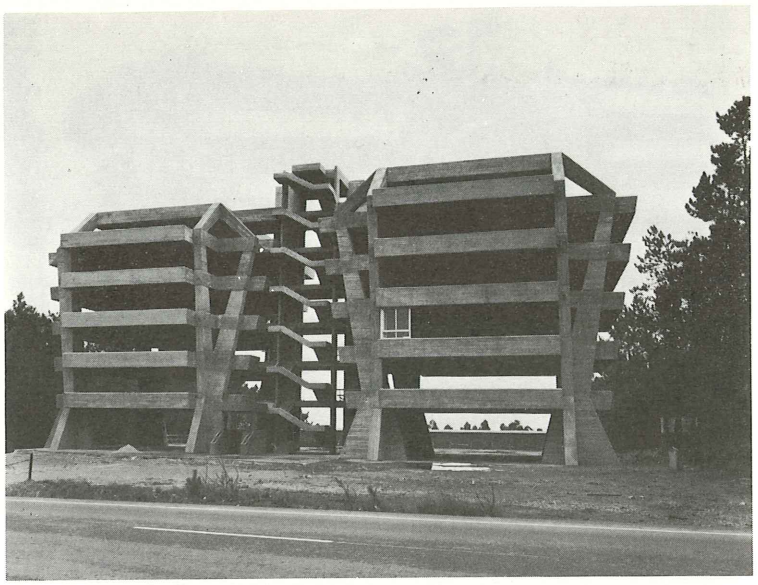


Foto A. Edificio UTANDE. Vista desde la C.N. VI.

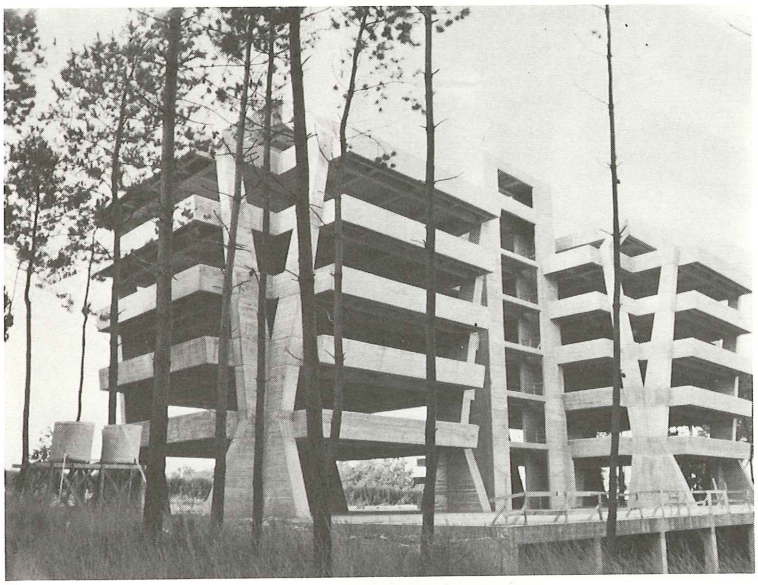


Foto B. Edificio UTANDE. Vista desde la parte posterior.

Los planteamientos previos fueron los siguientes:

1) Máxima y total diafanidad de plantas, que permitiese una total flexibilidad de distribución en oficinas y plantas de exposición.
2) Ocupación del mínimo espacio de suelo, en planta baja, puesto que se pretendía dejar ésta diáfana, excepto el vestíbulo de acceso y comunicaciones verticales.
3) Gran representatividad para la firma.
4) Estructura de hormigón visto (tanto interior como exteriormente).

Con estas consideraciones previas surgió la idea inicial que ha permanecido invariable hasta su ejecución real, y que es la que se presenta a continuación.

Se plantearon dos bloques simetricos respecto del núcleo de comunicaciones, escalera, ascensores y vestíbulo de plantas, que estan desfasados respecto de la línea de edificación de O.P., que no es perpendicular a los linderos del terreno, para adaptarse a la misma.



Foto C. Edificio UTANDE. Conjunto de la obra.

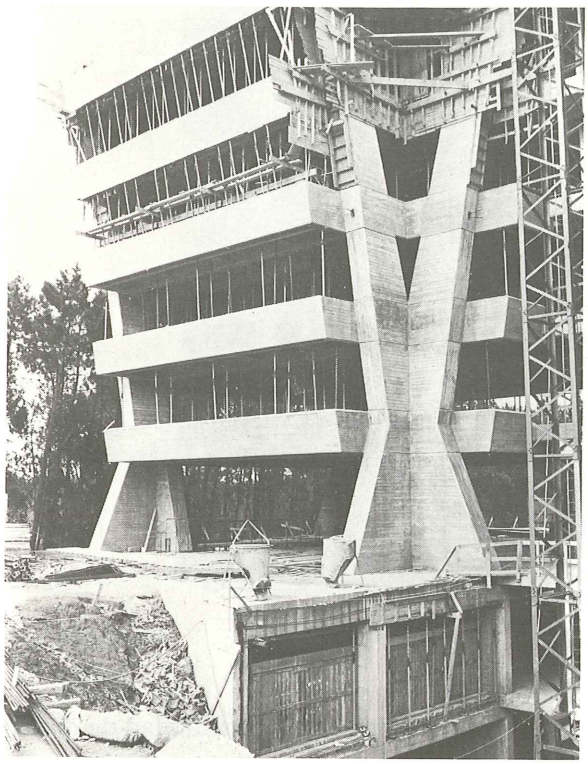


Foto D. Edificio UTANDE. Vista de uno de los pilares.

Dos bloques con una planta de 13 x 13 a eje de pilares y cuatro unicos pilares en las esquinas, con una sección cruciforme de 5 x 5 x 0,75 m en planta baja, que se reducen en planta primera hasta 2 x 2 x 0,75 en planta de cruz disimétrica.

Las plantas superiores crecen en superficie, en sus dimensiones, hasta la 5ª planta y los cuatro pilares de planta baja se van desdoblando en dos en cada planta, inclinados en el plano perpendicular a la fachada correspondiente. La inclinación de estos pilares es de 1/4,25 no existiendo ningún otro elemento de sustentación vertical, excepto en el núcleo de comunicación vertical, muros de ascensores y dos pilares para apoyo de la escalera que se proyecta en voladizo hacia el exterior en sus tramos inclinados.

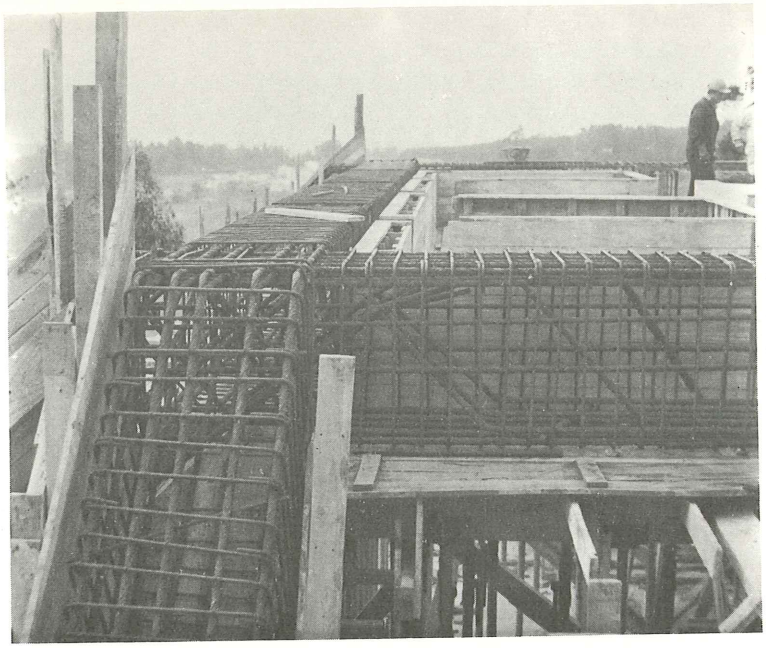


Foto E. Edificio UTANDE. Detalle de las armaduras de la parte de cubierta y de las vigas inclinadas.

Cada planta a su vez vuela 1,50 m sobre la cara exterior de cada pilar inclinado.

Los cuatro pilares de planta baja que en las plantas superiores se han desdoblado en ocho, se recogen nuevamente dos a dos en la planta de ático, inclinandose nuevamente hacia el interior del plano de fachada y enlazando con los pilares del otro extremo de cada bloque del edificio, en un tramo horizontal de vigas, en la perpendicular de los pilares de planta baja. En esta planta 5ª las luces entre pilares extremos según cada eje del edificio es de 21,00 m a caras exteriores.

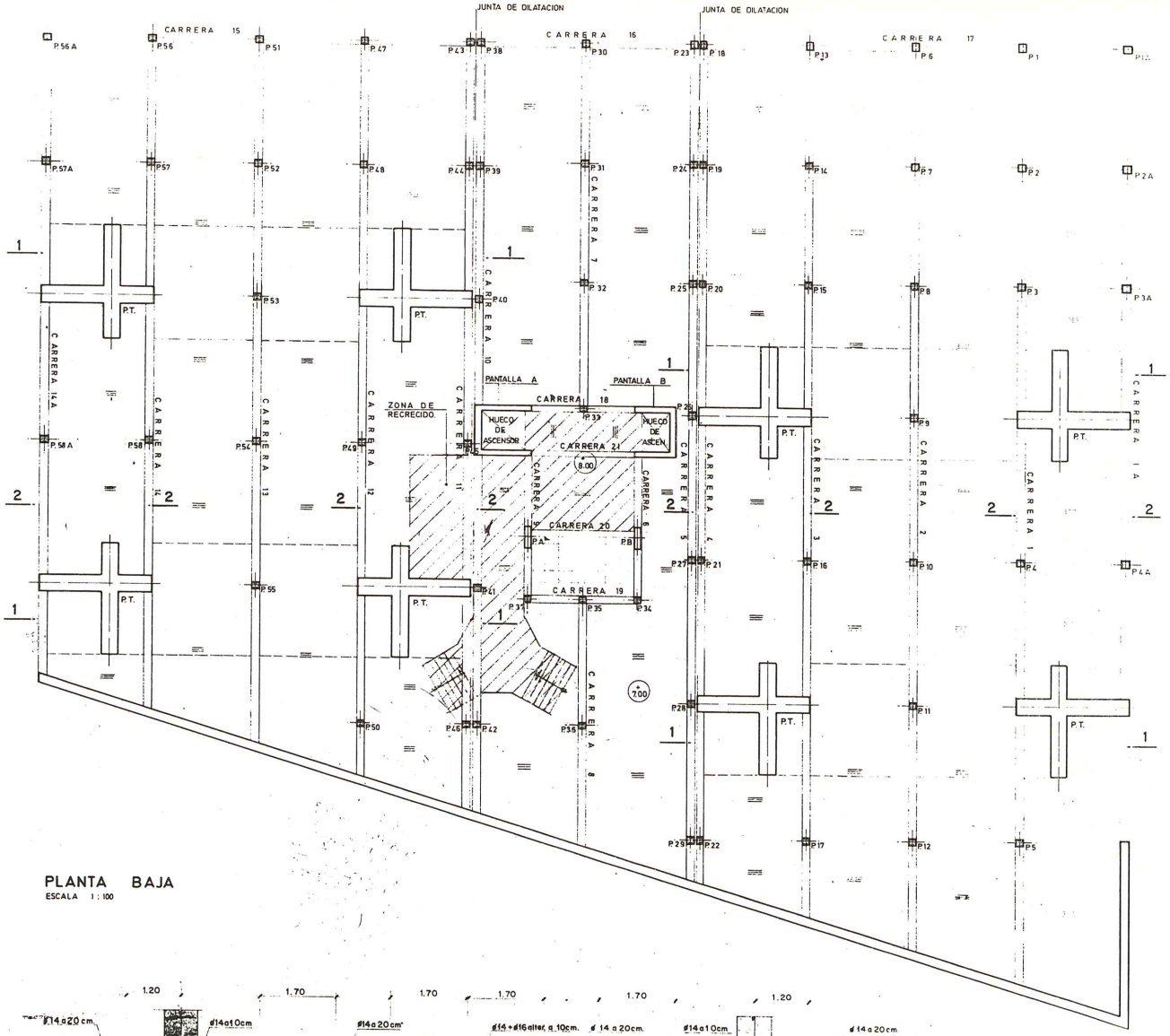
Estos pilares con el gran macizo de planta baja de 5 x 5 x 0,75 y su apertura en las plantas altas se expresan con toda su sección, variable en altura, totalmente al exterior incluso en su espesor, constante en toda la altura.

De esta forma el edificio adquiría en proyecto su aspecto característico, ampliandose al ascender y obteniendo las superficies necesarias en cada planta con la mínima ocupación del suelo. El cierre de antepechos de fachadas se proyectó ya inicialmente a base de vigas de canto, que servirían de cierre y elemento estructural.

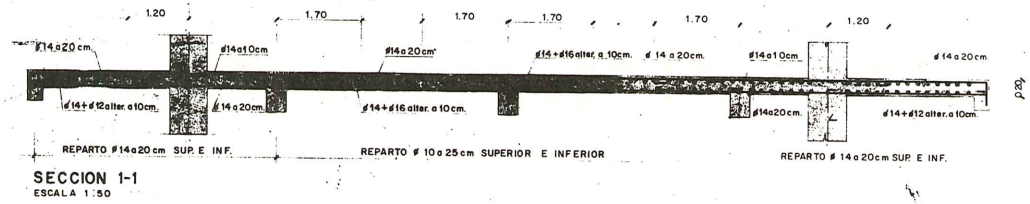
Planteada la solución de anteproyecto, surge la solución estructural a resolver con unos grandes vanos, que crecen desde 13,00 en planta baja, hasta los 21,00, más voladizos de 1,50 m en cada lado, de la planta quinta.

Se opta, en principio, por una solución a base de una cuadrícula de grandes vigas PREFLEX, pero a pesar de su gran capacidad mecánica, la solución económica se disparaba a grandes costos y sobre todo, el concepto de monolitismo del edificio se perdía al tener cuatro grandes pilares en esquina, con una altura de unos 21,00 m que prácticamente iban a trabajar como grandes ménsulas, con las vigas PREFLEX, apoyadas en ellos, produciendo por su forma inclinada unos fuertes empujes laterales, que habría que absorber con la ménsula, y otras PREFLEX cerrando la retícula para conseguir forjados normales, apoyadas en las anteriores.

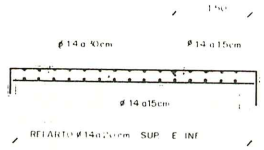
No satisfechos con esta solución, que a nuestro juicio perdía gran calidad en cuanto a su conjunto, se fue a la estructura total en hormigón armado, que condujo a la solución de hormigón postensado que se describirá a continuación y que fue calculada por Don José Luis Servert de INTECSA.



PLANTA BAJA
ESCALA 1:100

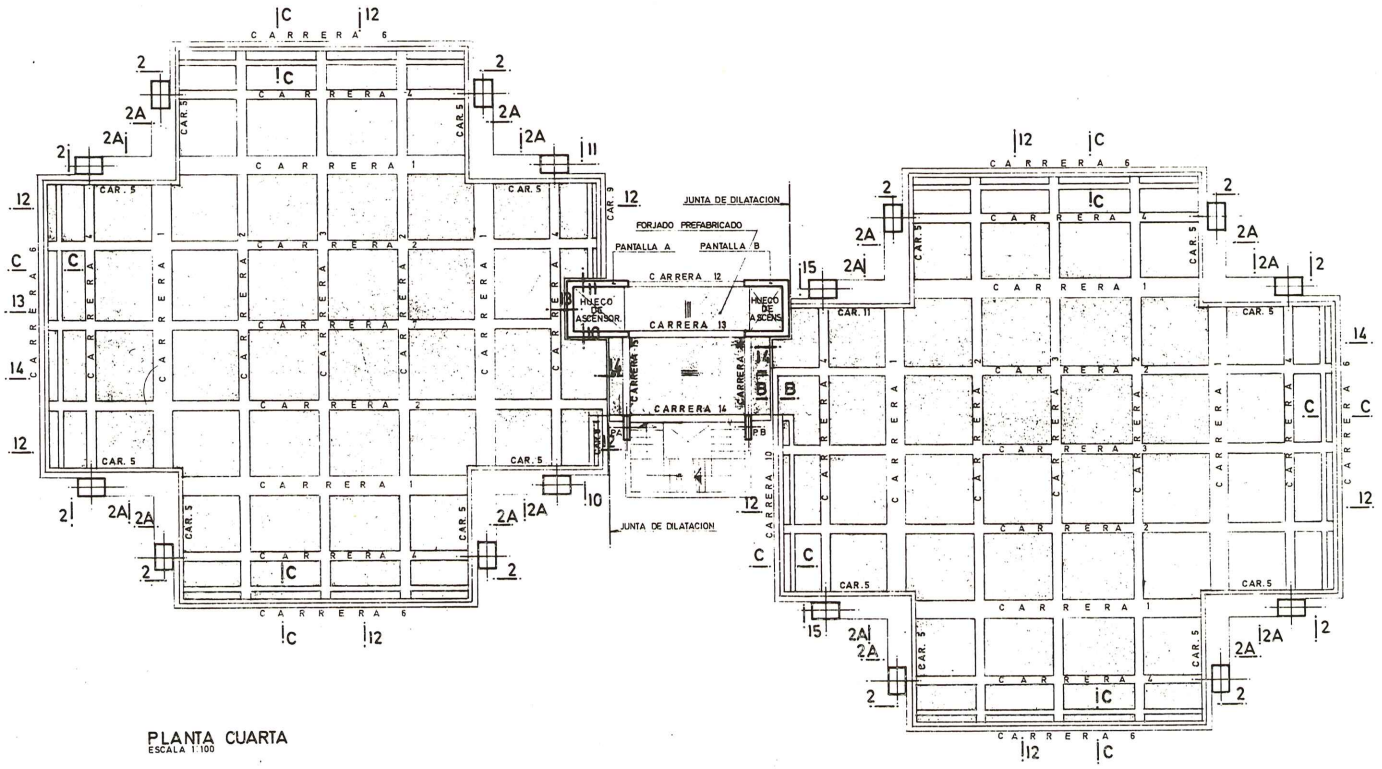


SECCION 1-1
ESCALA 1:50

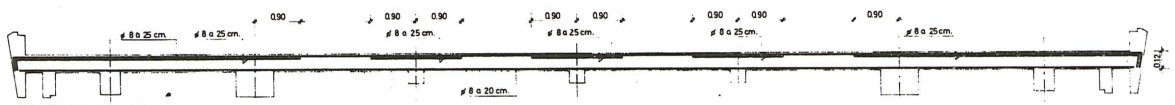


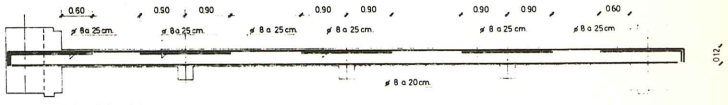
SECCION 2-2
ESCALA 1:50

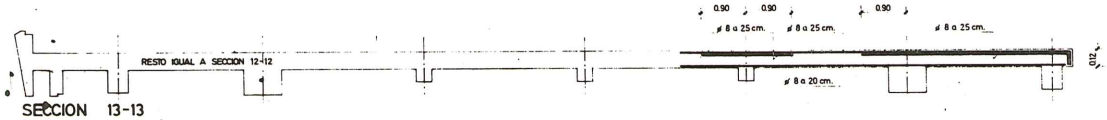
Plano A. Plano de planta Baja.

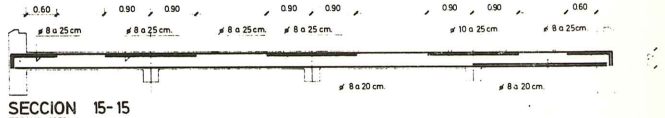


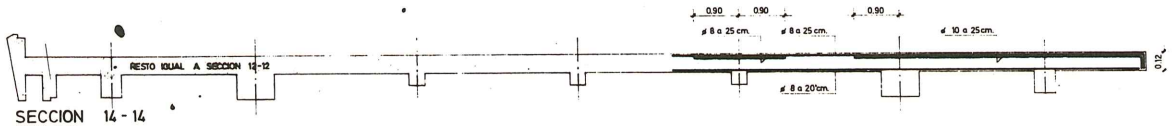
PLANTA CUARTA
ESCALA 1:100



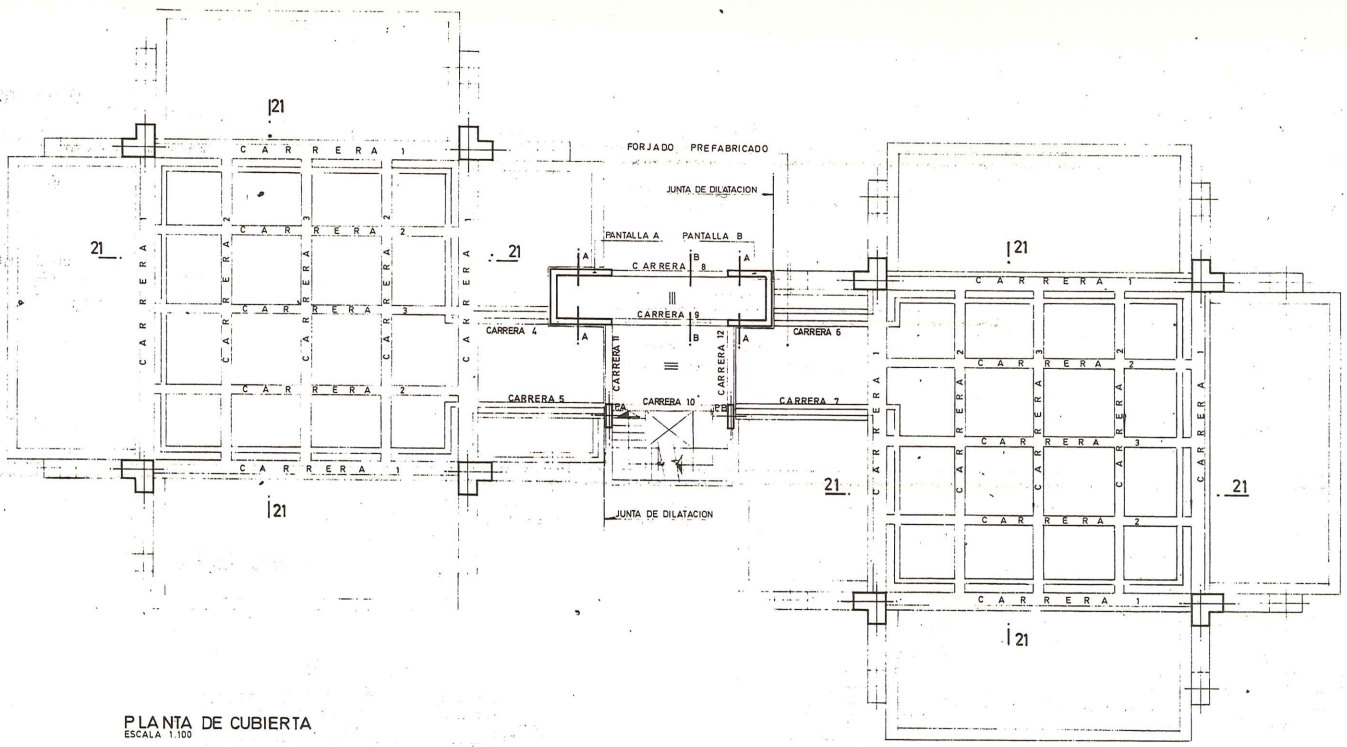




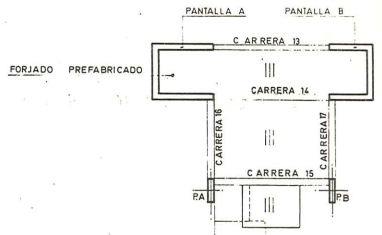




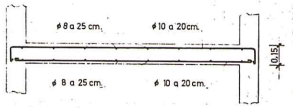
Plano B. Plano de planta cuarta.



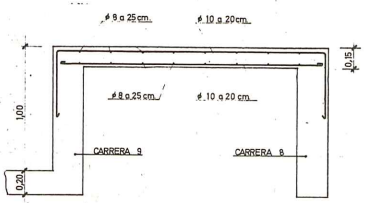
PLANTA DE CUBIERTA
ESCALA 1:100



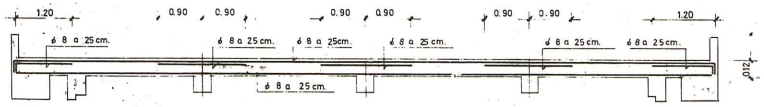
CUBIERTA DE CASETON
ESCALA 1:100



SECCION A-A
ESCALA 1:20

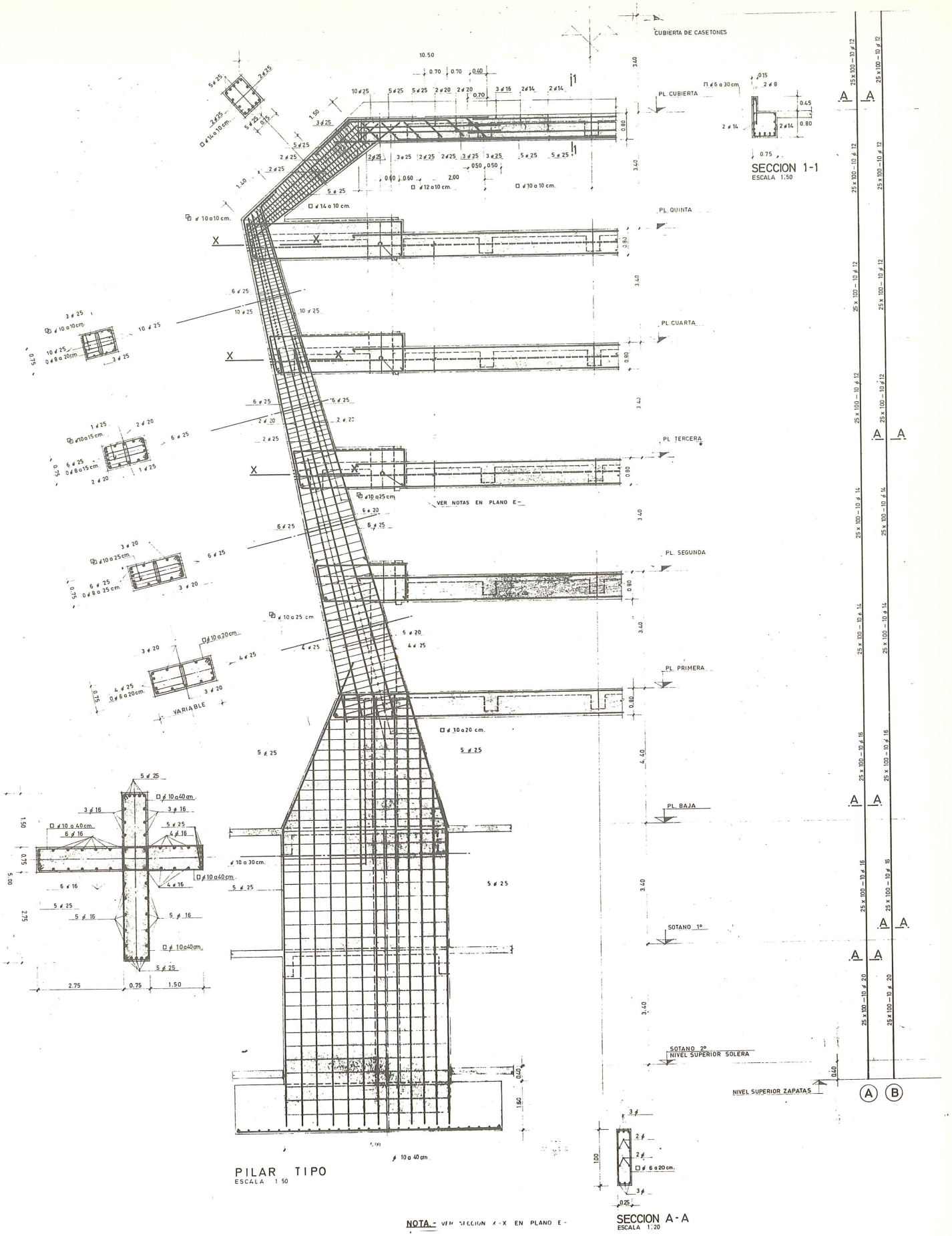


SECCION B-B
ESCALA 1:20

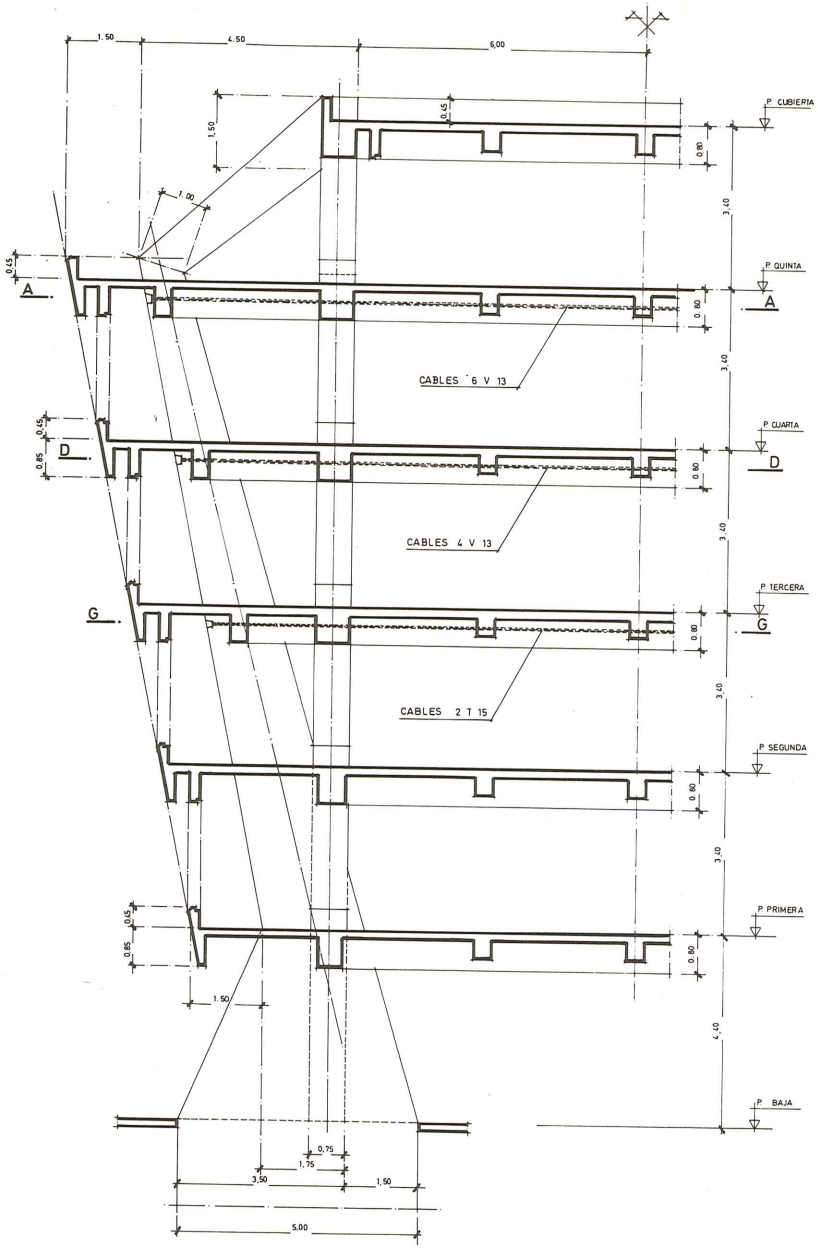


SECCION 21 - 21
ESCALA 1:50

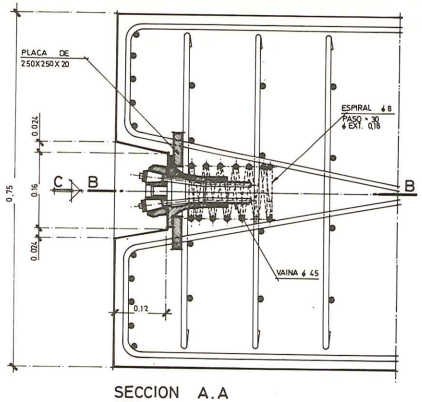
Plano C. Plano de planta de cubierta.



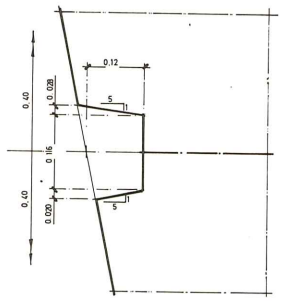
Plano D. Plano de pilar tipo, con detalles de armaduras y enlaces con los forjados de piso y cubierta.



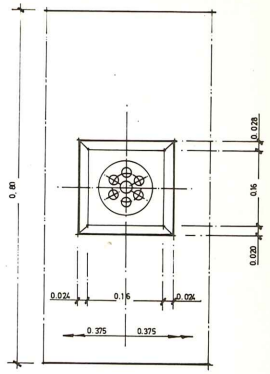
SECCION DE PORTICO
ESC.. 1:50



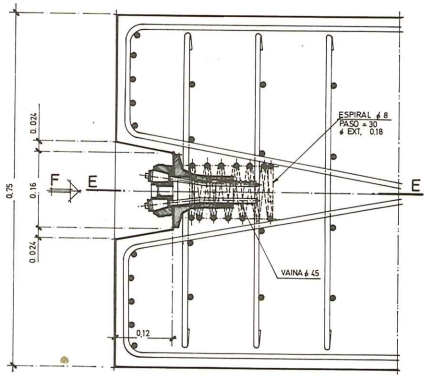
SECCION A.A
ESC.. 1:5



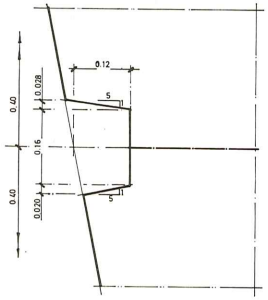
SECCION B.B
ESC.. 1:5



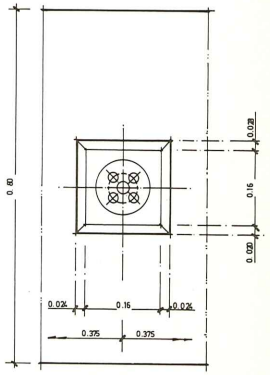
VISTA POR C
ESC.. 1:5



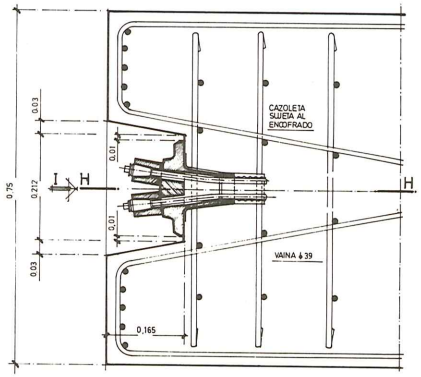
SECCION D.D
ESC.. 1:5



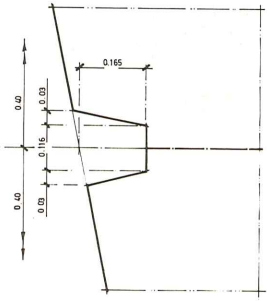
SECCION E.E
ESC.. 1:5



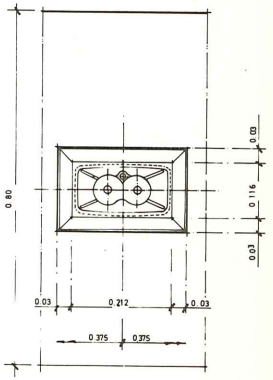
VISTA POR F
ESC.. 1:5



SECCION G.G
ESC.. 1:5



SECCION H.H
ESC.. 1:5



VISTA POR I
ESC.. 1:5

Plano E. Plano de detalle de cajetines.

Se planteó la solución estructural definitiva a base de carreras entre pilares y pantallas resistentes en el perímetro de fachada, tipo reticular, con retícula interior de 3,25 entre ejes, y losa de hormigón armado de 12 cm de espesor, entre ellas, con voladizos hacia el exterior de los pilares y hacia el núcleo de comunicaciones, con el que se establecen dos juntas de dilatación, que permitieron la ejecución previa de este núcleo exento y posteriormente sirviéndonos de él, para elevación y comunicación de los dos cuerpos laterales.

Las secciones interiores de estas carreras resultaron de 0,75 x 0,80 las que unen los pilares perpendiculares, en el centro del vano, y de 0,75 x 1,20 en las zonas próximas al pilar, hasta la vertical del pilar de planta baja, y de 0,35 x 0,60 las de la reticula interior.

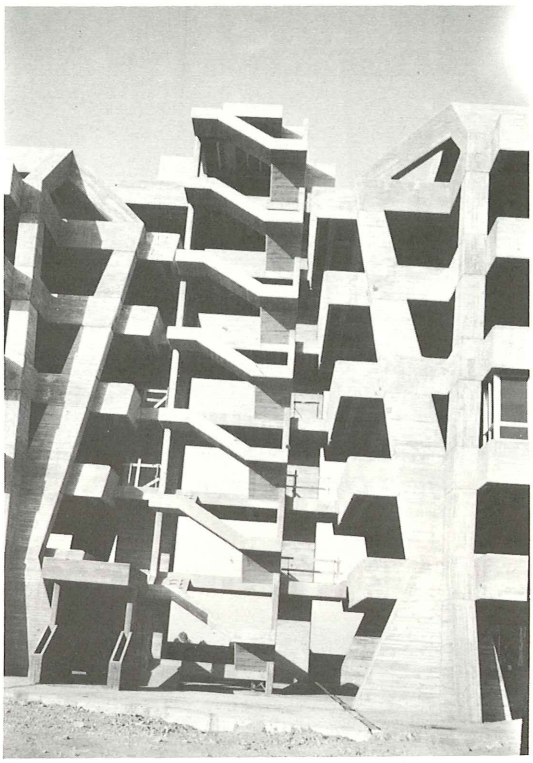


Fig. A. Escalera del edificio.

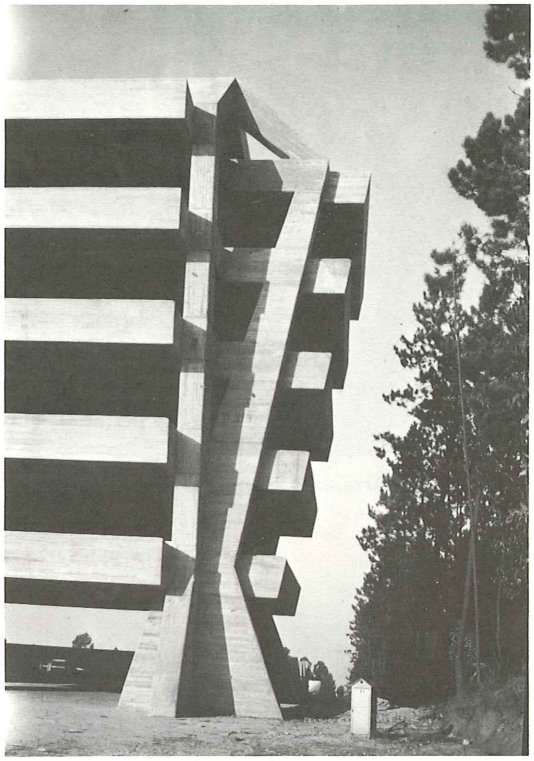


Fig. B. Pilar de esquina.

Las cargas verticales actuantes sobre los pilares, dan lugar a una componente axil sobre los mismos, y a otra horizontal hacia el exterior del edificio en el plano de los forjados.

La solución de hormigón postensado permitió resolver el problema de esos empujes laterales, de una forma racional, como vemos a continuación.

Los valores calculados para dichas componentes horizontales, fueron los siguientes:

Planta	*Fuerza horizontal*
QUINTA	70 T.
CUARTA	40 T.
TERCERA	20 T.

(En plantas 1ª y 2ª, los pilares no han iniciado todavía su desdoblamiento, y los empujes no eran especiales).

Para resolver este problema se valoraron dos procedimientos.

Uno de ellos consistía en absorber dichas tracciones mediante un refuerzo adicional, en los cuatro nervios que delimitan esta familia de pilares. Este refuerzo se resolvería mediante acero en redondos normales. Esta solución presentaba como principal problema la fisuración

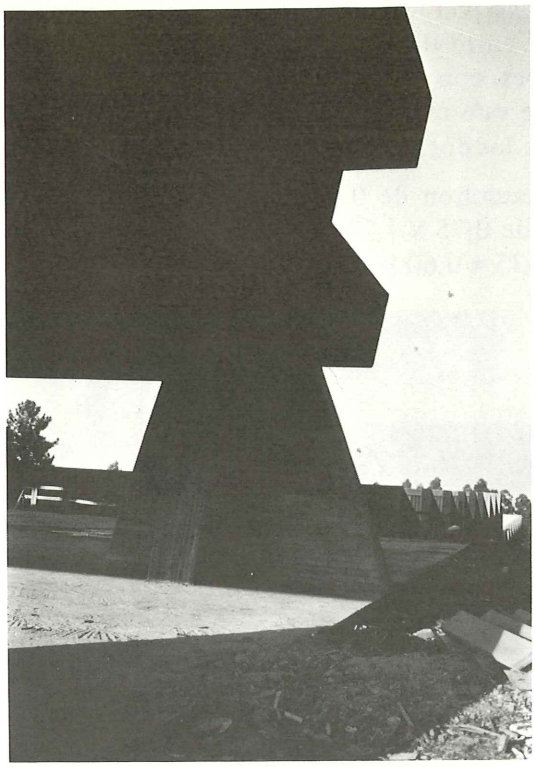


Fig. C. Arranque de pilar de esquina.

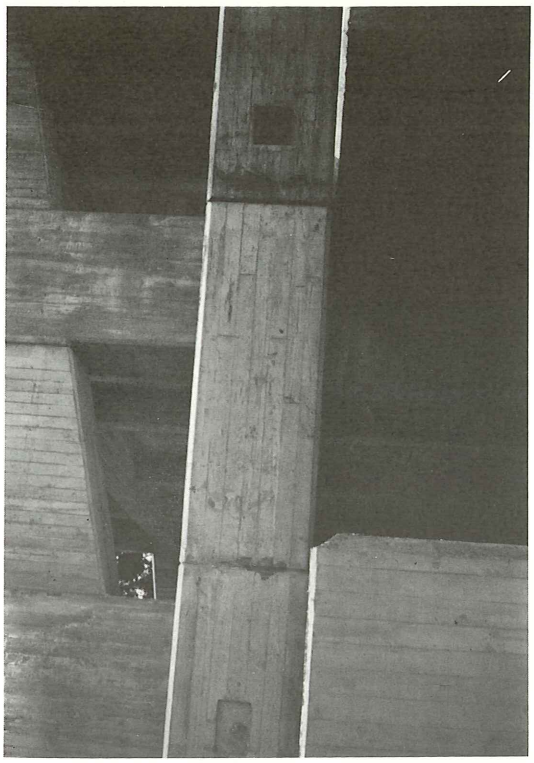


Fig. D. Detalle de los anclajes.

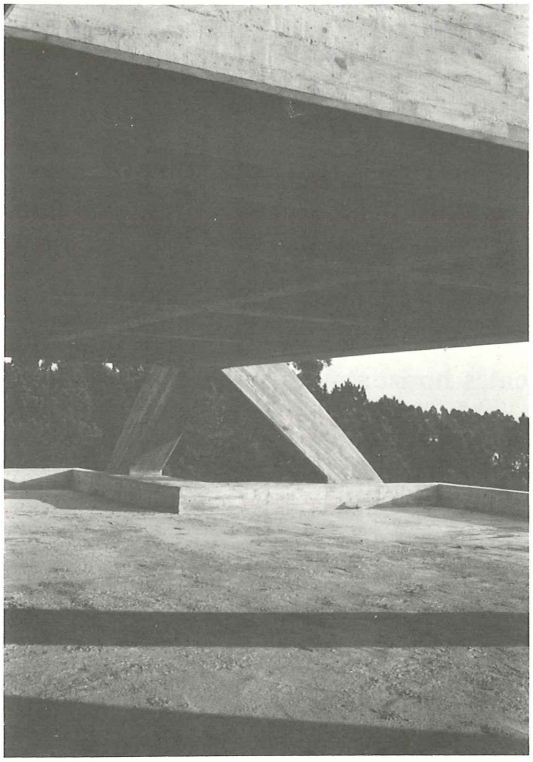


Fig. E. Detalle del forjado reticular.

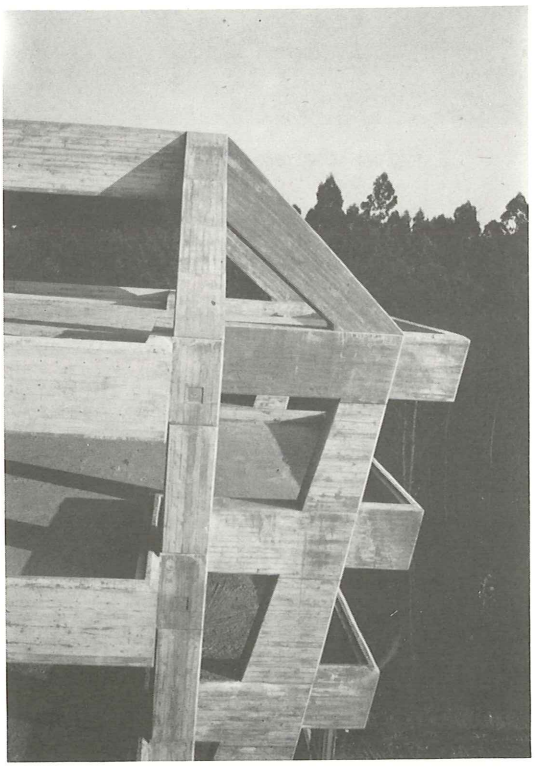


Fig. F. Remate del pilar de esquina.

de los nervios traccionados, con posible corrosión de las armaduras. Para limitar esta fisuración se haría trabajar el acero a tensiones muy bajas, con el consiguiente aumento de sección del mismo.

El segundo procedimiento, estructuralmente idéntico al anterior, sustituía ese refuerzo en acero normal por cables de pretensado.

Si se disponía un pretensado de valor equivalente al de las fuerzas de tracción calculadas, se aseguraba una indeformabilidad apreciable de la estructura frente a estas tracciones, evitándose además el problema de las fisuraciones.

Estudiadas ambas posibilidades se adoptó la segunda solución.

En cuanto a la evaluación del pretensado, se consideró la dificultad de pretensar longitudinalmente estos nervios que unen los cuatro pilares, ya que la gran rigidez de los pilares lo impediría.

Por tal motivo se consideró que el pretensado equilibraría exclusivamente las reacciones horizontales, mientras que los esfuerzos de flexión quedarian encomendados a la armadura pasiva de los nervios.

Los cables de pretensado irían colocados en el centro de gravedad de los nervios y su trazado sería recto.

El sistema de pretensado fue de la casa FREYSSINET, y las unidades de pretensado fueron:

Planta	*Pretensado*	
QUINTA	6 ϕ 0,5"	Carga de rotura 112,95 T. F. Pretensado 79 T (70%) 6 Cordones 13 mm. ϕ
CUARTA	4 ϕ 0,5"	Carga de rotura 112,95 T. F. Pretensado 52,7 T (70%) 4 Cordones 13 mm. ϕ
TERCERA	2 ϕ 0,5"	Carga de rotura 37,65 T. F. Pretensado 26,35 T (70%) 2 Cordones 13 mm. ϕ

El tipo de cable utilizado fue el de ϕ 0,5" superestabilizado de 98,7 mm^2 de sección, y carga de rotura de 18.824 Kgs. por cordón.

Los cables se tesaron en una sola fase por planta hasta el 70 por 100 de su carga de rotura, haciéndose la puesta en carga cuando el hormigón de la planta correspondiente hubiese alcanzado los 300 kg/cm^2 de resistencia característica en estas vigas y se anclaron al exterior de los pilares. En el resto se empleó hormigón de 200 kg/cm^2 de resistencia característica y acero AE 5.000 Kg/cm^2 de límite elástico.

La estructura así planteada permitío resolver tanto el proyecto como la ejecución de la obra sin problema especial, resolviendo un problema estructural tradicional con una solución actual.

Como ya queda dicho la estructura fue calculada por Don José Luis Servert de INTECSA, la obra ejecutada por M.Z.O.V. y el pretensado ejecutado por la casa FREYSSINET, y directores de obra, el Arquitecto Técnico Don José Luis Zamora Andrade y Dr. Arquitecto Don Domingo Tabuyo Dominguez, autor del proyecto y director de obra.

Dos paralelas sobre la Avenida de la Paz.

J. Antonio Torroja
Dr. Ing. de Caminos

Una vez terminada la construcción del tramo Manoteras-María de Molina de la Autopista M-30 en Madrid, se planteó la necesidad de establecer dos pasos para peatones situados en los Km. 2 + 000 y 3 + 720. Las condiciones que la Jefatura Provincial de Carreteras de Madrid, organismo encargado de la construcción de tales pasarelas, impuso, al fijar las condiciones para el desarrollo del proyecto, pueden resumirse en los puntos siguientes:

a) Las pasarelas deberían salvar la anchura total de la autopista sin apoyos intermedios.

b) El proceso constructivo de las pasarelas debía permitir la circulación por todos los carriles de la autopista, permitiéndose sólamente interrupciones temporales de algunas horas de duración, y nunca de forma simultánea en dos calzadas de la misma dirección.

c) Se deseaba una solución estructural de construcción rápida.

d) Las condiciones estéticas constituían un punto importante, dada la calidad del resto de las estructuras de este tramo.

De las diversas soluciones analizadas se seleccionaron previamente dos:

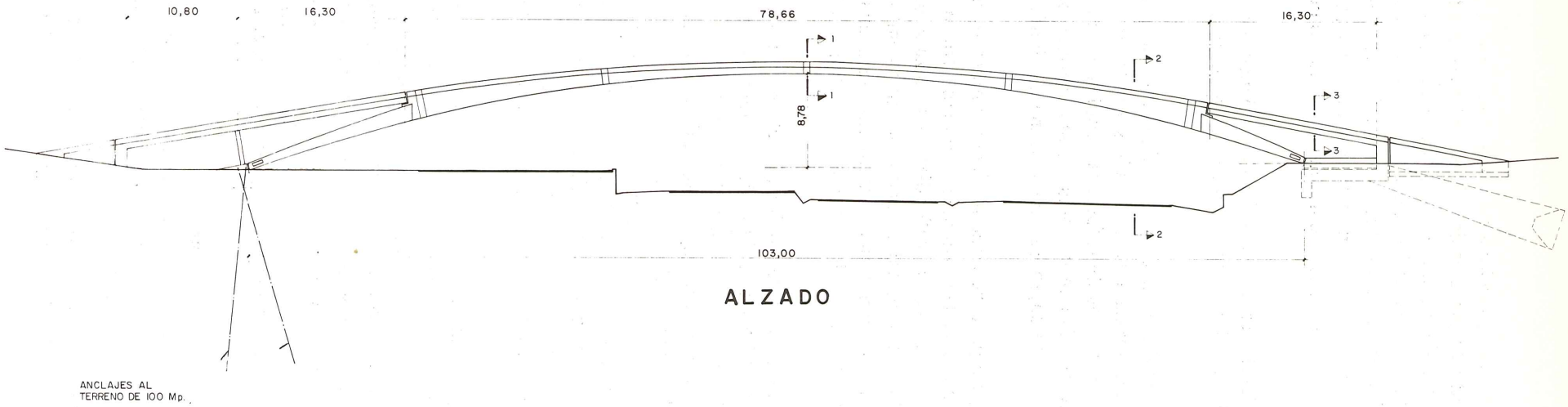
– Una solución en tramo recto atirantado de 86 m. de luz con tablero de hormigón.
– Una solución en arco biarticulado de 103 m. de luz, también en hormigón.

En ambas soluciones, la condición b) se cumplía de la misma forma: prefabricando, tanto el tablero como el arco, en dovelas de unos 19 m. de longitud, que pueden apoyarse sobre castilletes situados en medianas y arcenes, aprovechando la gran anchura de aquellas en este tramo de la autopista.

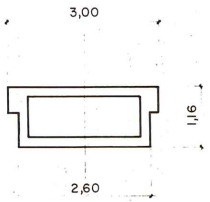
En cuanto a dificultad de construcción, ambas soluciones parecían similares, compensándose en cierto modo la mayor complejidad de la cimentación del arco con la de las torres de la solución atirantada.

En definitiva, una ligera ventaja económica a favor del arco y, sobre todo, la consideración de que los valores estéticos de este último superaban a los del tramo atirantado, condujeron a la selección de la pasarela cuyos detalles de proyecto y construcción se pasan a analizar más en detalle (Véase figura 1ª).

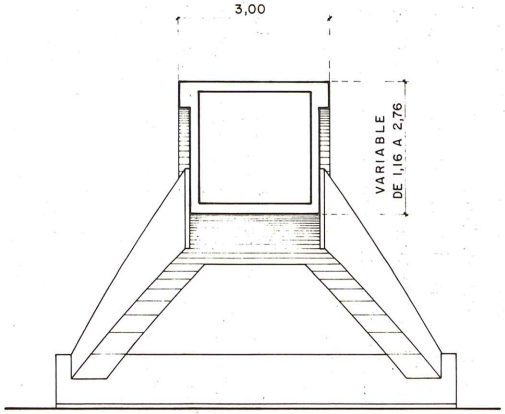
Las dos pasarelas son idénticas en sus dimensiones, formadas por un arco biarticulado



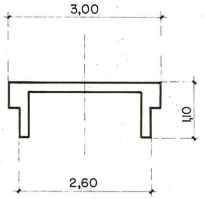
ALZADO



SECCION 1



SECCION 2



SECCION 3

Fig. 1.

de 103 m. de luz, con una flecha de 9,36 m. lo que proporciona un rebajamiento de 1/11, con una esbeltez próxima al 1/100, ya que el canto en clave es de 1,16 m. El arco está formado por una zona central de unos 80 m de longitud, de sección en cajón de anchura constante y canto variable entre 1,16 y 2,80 m. y dos zonas laterales constituídas cada una por dos puntales que se abren al llegar a la cimentación, para dar estabilidad lateral al conjunto. El canto del arco se reduce bruscamente al salir de la zona en cajón, permitiendo el apoyo de dos tramos rectos laterales que dan paso del arco a los estribos que limitan el conjunto de la construcción con una longitud total de 122 m.

La directriz definitiva del arco se ajustó mediante tanteos sucesivos en ordenador hasta conseguir la forma que conducía al mínimo de la relación flexión/canto a lo largo de aquella.

El pandeo del arco en su plano se estudió a partir de una deformada del mismo, bajo una hipótesis de carga fuertemente disimétrica y mayorada, introduciendo sobre la directriz deformada, mediante un proceso iterativo, los incrementos de esfuerzos debidos a esta deformación. La estabilización de la forma de la directriz fué muy rápida y con deformaciones finales muy próximas a las de la primera deformada elegida, lo que demostraba la lejanía del peligro de pandeo por bifurcación de equilibrio.

La cimentación se resuelve mediante una zapata profunda que recibe el empuje del arco a través de dos potentes tornapuntas. En ambas pasarelas, la existencia de un colector por la margen izquierda en el sentido creciente de los P. K. obligó a profundizar más la zapata, razón por la cual el empuje del arco y la reacción de las tornapuntas conducía a una resultante orientada hacia arriba, siendo necesario absorber esta componente mediante un anclaje al terreno formado por cuatro tendones pretensados de 100 t. de capacidad, en una profundidad de 20 m.

El proceso constructivo (Figura 2ª) partió de la idea de prefabricar el arco en cuatro grandes dovelas, de 19 m de longitud las centrales y 17,50 m las laterales, de un peso aproximado de 80 t. Los encofrados de estas dovelas tienen, por tanto, cuatro usos cada uno. Durante el montaje de las mismas, y hasta que el arco entra a trabajar como tal, las dovelas trabajan a flexión, habiéndose previsto un pretensado provisional que, además de proporcionarles la resistencia a flexión necesaria, evitan su fisuración, hecho interesante para poder contar con una inercia invariable a lo largo de todo el proceso constructivo, cosa que no ocurriría si estas piezas se fisurasen por flexión durante el período de montaje, cerrándose después las fisuras al entrar el arco en carga. Las dovelas apoyan en castilletes metálicos situados en las medianas, permitiéndose la circulación por la autopista libremente a excepción de los períodos de montaje de las mismas.

El gran rebajamiento del arco hace que, a pesar de estar biarticulado, el acortamiento de la directriz debido a las deformaciones elásticas, de fluencia y de retracción produzcan esfuerzos importantes en el mismo. Para corregir este efecto, uno de los arranques del arco carga sobre una pieza móvil, que apoya sobre el cimiento a través de elementos deslizantes de teflón, pudiéndose realizar una operación de traslación de tal arranque, acortando la cuerda del arco y consiguiendo un efecto análogo al de la apertura de clave, con la ventaja adicional de que esta operación puede repetirse en el futuro tantas veces como se desee manteniendo en servicio la pasarela. En la figura 3ª se puede apreciar este elemento móvil en el arranque derecho del arco.

La construcción de las pasarelas, cuya dirección corrió a cargo de Roberto Alberola de la Jefatura Provincial de Carreteras de Madrid, se desarrolló sin problemas dignos de mención, con una calidad de acabados de los paramentos de hormigón que evidencia el cuidado que la empresa constructora, Huarte y Cía., puso en su ejecución.

Al mismo tiempo que se prefabricaban las dovelas, se construyeron las cimentaciones y las tornapuntas de arranque de los arcos, que al quedar en su totalidad fuera de la calzada,

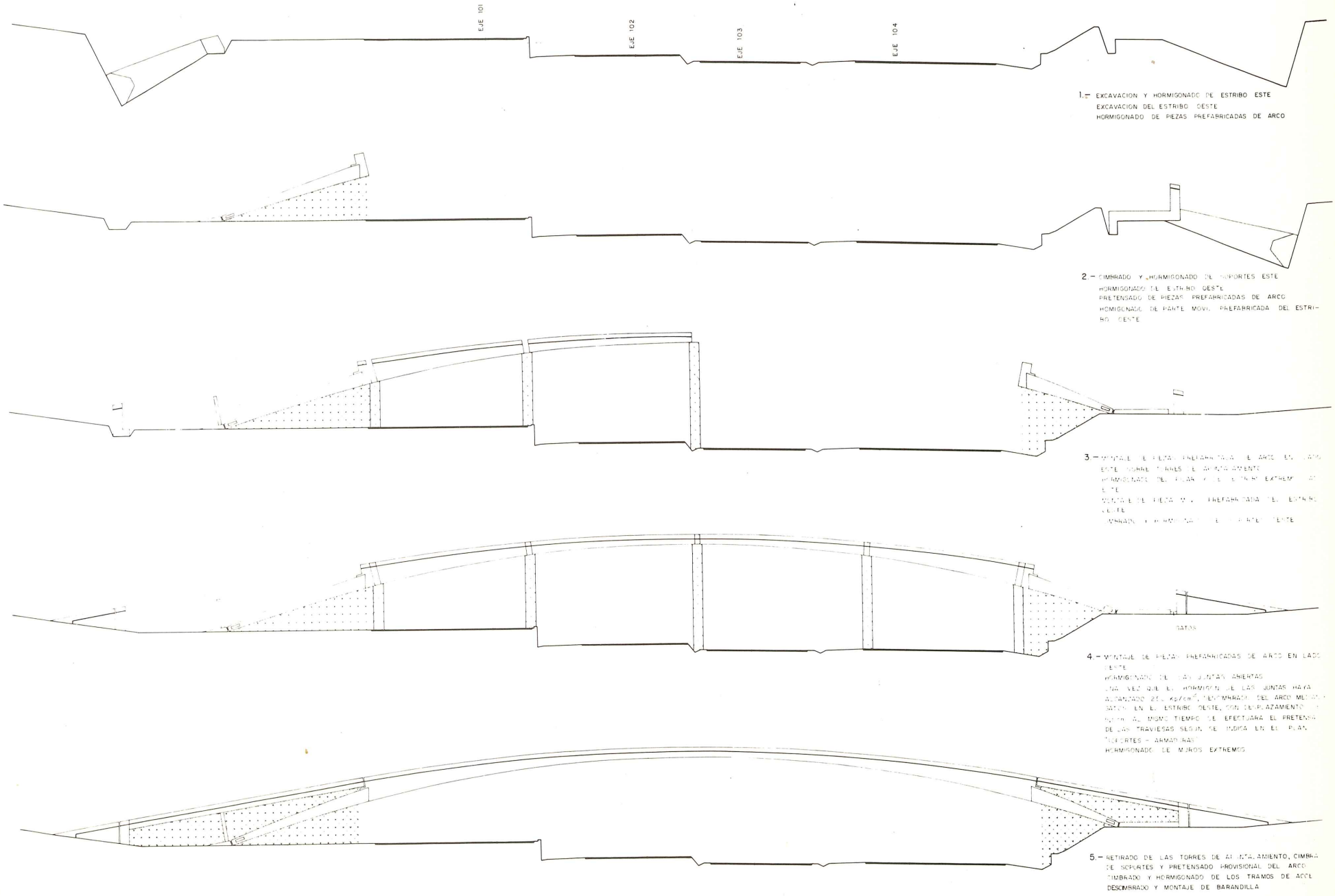

EJE 101
EJE 102
EJE 103
EJE 104
1.– EXCAVACION Y HORMIGONADO DE ESTRIBO ESTE
EXCAVACION DEL ESTRIBO OESTE
HORMIGONADO DE PIEZAS PREFABRICADAS DE ARCO
2.– CIMBRADO Y HORMIGONADO DE SOPORTES ESTE
HORMIGONADO DE ESTRIBO OESTE
PRETENSADO DE PIEZAS PREFABRICADAS DE ARCO
HORMIGONADO DE PARTE MOVIL PREFABRICADA DEL ESTRIBO OESTE
3.– MONTAJE DE PIEZAS PREFABRICADAS DE ARCO EN LADO
ESTE SOBRE TORRES DE APUNTALAMIENTO
HORMIGONADO DE PILAR Y DE ESTRIBO EXTREMO DE
ESTE
MONTAJE DE PIEZA Nº 1 PREFABRICADA DEL ESTRIBO
OESTE
HORMIGONADO DE PARTE OESTE
GATOS
4.– MONTAJE DE PIEZAS PREFABRICADAS DE ARCO EN LADO
ESTE
HORMIGONADO DE LAS JUNTAS ABIERTAS
UNA VEZ QUE EL HORMIGON DE LAS JUNTAS HAYA
ALCANZADO 25 kg/cm², DESCIMBRADO DEL ARCO MEDIANTE
GATOS EN EL ESTRIBO OESTE, CON DESPLAZAMIENTO
AL MISMO TIEMPO SE EFECTUARA EL PRETENSADO
DE LAS TRAVIESAS SEGUN SE INDICA EN EL PLAN
SOPORTES - ARMADURAS
HORMIGONADO DE MUROS EXTREMOS
5.– RETIRADO DE LAS TORRES DE APUNTALAMIENTO, CIMBRA
DE SOPORTES Y PRETENSADO PROVISIONAL DEL ARCO
CIMBRADO Y HORMIGONADO DE LOS TRAMOS DE ACCE
DESCIMBRADO Y MONTAJE DE BARANDILLA

Fig. 2.

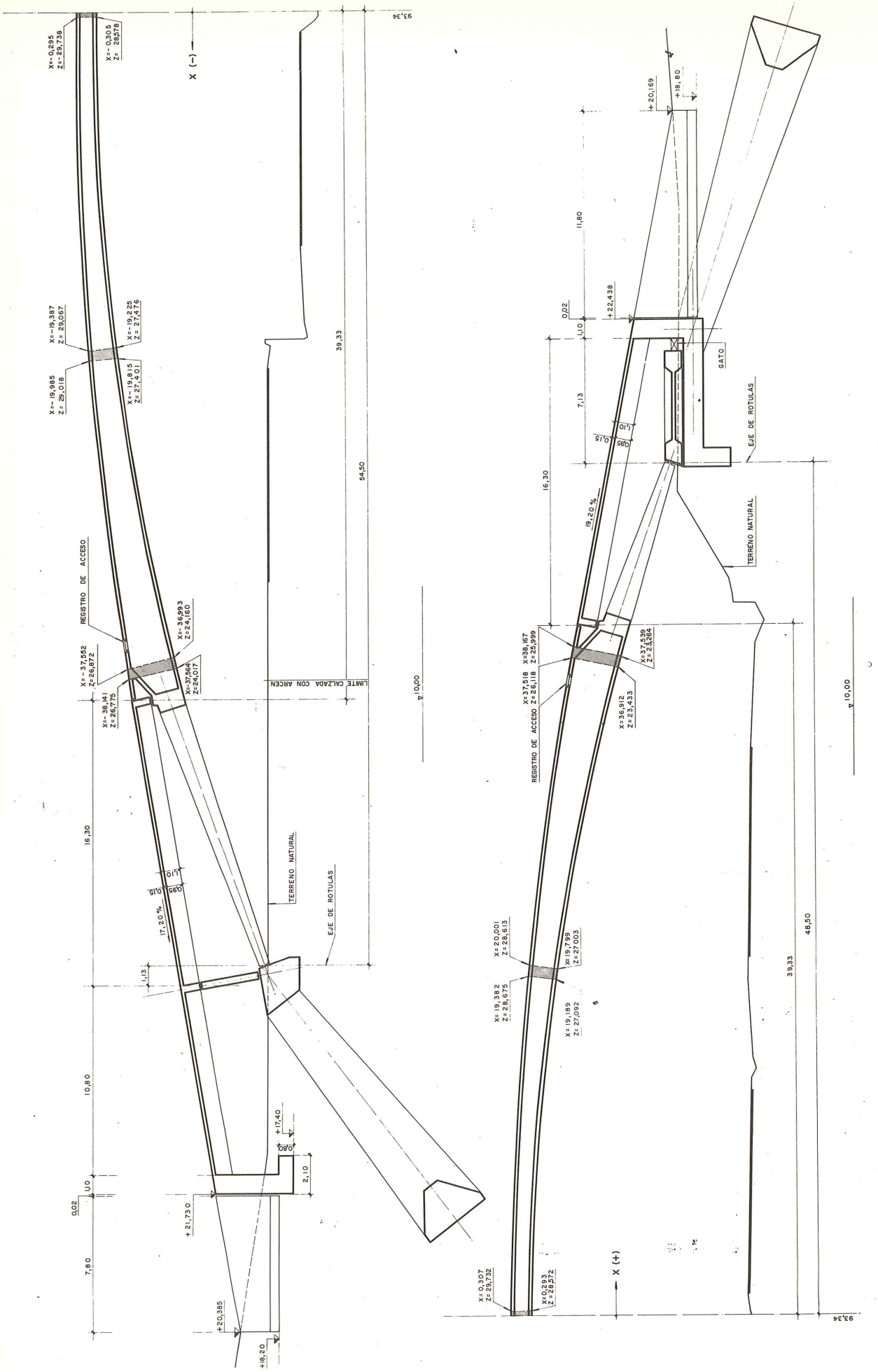

X= -0,295
Z= -29,738
X= -0,305
Z= 28,578
X (-)
93,34
X= -19,387
Z= 29,067
X= -19,225
Z= 27,476
X= -19,985
Z= 29,018
X= -19,815
Z= 27,401
39,33
54,50
REGISTRO DE ACCESO
X= -36,993
Z= 24,160
X= -37,552
Z= 26,872
X= -37,564
Z= 24,017
X= -38,141
Z= 26,775
LIMITE CALZADA CON ARCEN
p 10,00
16,30
TERRENO NATURAL
EJE DE ROTULAS
1,10
0,95
0,15
17,20 %
1,13
10,80
+ 17,40
0,80
2,10
0,02
1,10
+ 21,730
7,80
+ 20,385
+ 18,20
+ 20,169
+ 18,80
11,80
0,02
+ 22,438
1,10
GATO
7,13
0,95
0,15
1,10
EJE DE ROTULAS
16,30
19,20 %
TERRENO NATURAL
X= 38,167
Z= 25,999
X= 37,518
Z= 26,118
X= 37,539
Z= 23,564
REGISTRO DE ACCESO
X= 36,912
Z= 23,433
p 10,00
X= 20,001
Z= 28,613
X= 19,799
Z= 27,003
X= 19,382
Z= 28,675
X= 19,189
Z= 27,092
48,50
39,33
X= 0,307
Z= 29,732
X= 0,293
Z= 28,572
X (+)
93,34

Fig. 3



Fig. 4.

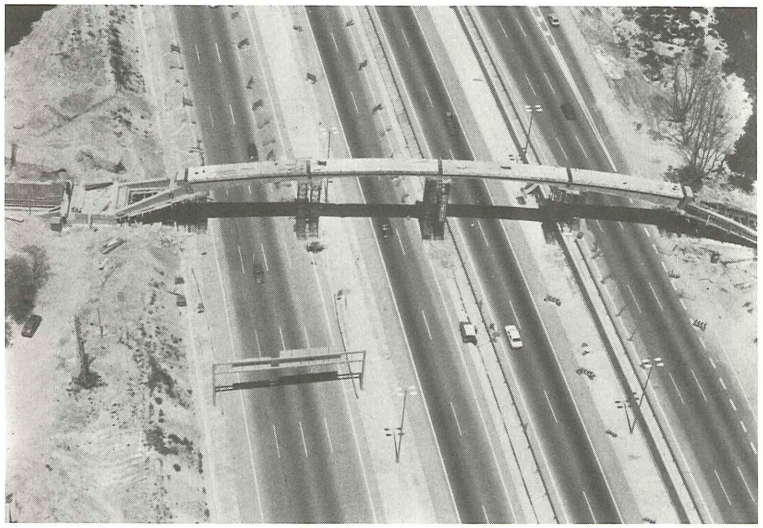


Fig. 5.

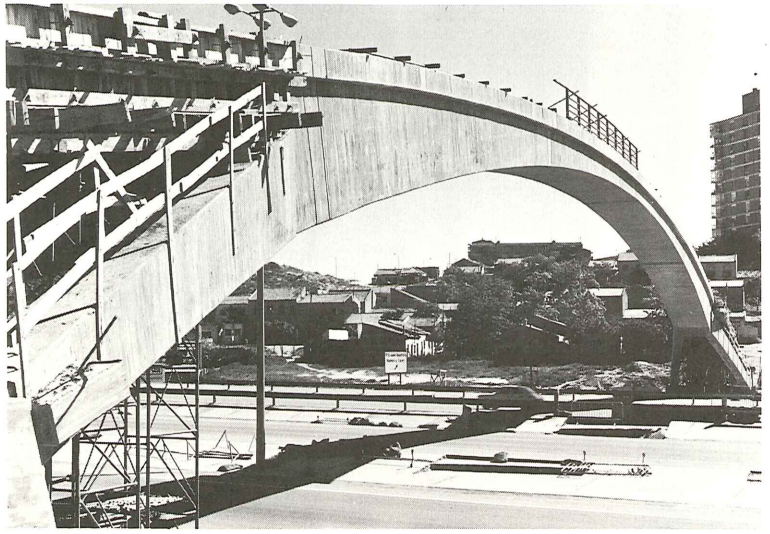


Fig. 6.



Fig. 7.

pudieron ser cimbrados de forma convencional. Una vez montados los castilletes de apoyo de las dovelas, se procedió al transporte de las mismas, mediante góndola, y a su montaje, realizado con la ayuda de tres o cuatro grúas móviles. La primera operación de montaje duró más de dos horas, tiempo durante el cual debían cerrarse al tráfico los dos carriles correspondientes, desviándose la circulación por los dos restantes, ya que en la zona en la que se situan las pasarelas existen por lo menos cuatro carriles en cada sentido de circulación. A partir del montaje de la tercera dovela, la operación de elevación y apoyo de la misma sobre los castilletes se desarrolló en tiempos del orden de media hora, por lo que los cortes de circulación fueron mínimos.

Las juntas entre dovelas de 0,40 m de anchura, se hormigonaron sin dificultad, y una vez endurecido el hormigón de las mismas se procedió a la operación de traslación del arranque del arco y puesta en carga del mismo. Esta operación, además de reducir los esfuerzos en el arco al eliminar los efectos de las deformaciones elásticas y diferidas, sirvió para producir el descimbrado del mismo. La pieza móvil de apoyo del arranque del arco se trasladó unos 55 mm, mediante dos gatos de 700 t. de los utilizados por los Procedimiento Freyssinet para tesar sus tendones de 37T13, apoyados sobre un murete en la parte posterior de la zapata. Al llegar el empuje de los gatos a unas 680 t. el arco empezó a acortarse, manteniéndose el movimiento de la pieza móvil sin incremento de la presión, y subiendo la clave del arco en unos 91 mm. Terminada esta operación, que se desarrolló durante la noche, el arco quedó en carga y separado de los castilletes, que se mantuvieron todavía en su sitio durante algunos días, mientras se comprobaba el perfecto funcionamiento de la estructura. Las figuras 4 a 7 dan una idea del proceso constructivo comentado.

Sobre los arcos han quedado situadas unas referencias mediante las cuales se van analizando sus movimientos. Si se constatara que las deformaciones de los mismos son superiores a las previstas, puede procederse a una nueva operación de acortamiento de la directriz, antes de sellar definitivamente, mediante un relleno de hormigón, la junta entre la pieza móvil y el murete trasero de la zapata.

La prueba de carga de la pasarela, figura 8, se realizó a base de camionetas de 4 t. cubriendo las longitudes convenientes para producir los máximos esfuerzos en clave y en riñones. La rigidez de un arco es muy fuerte, ya que, a pesar de la gran esbeltez de los mismos, la flecha máxima medida en clave, con las camionetas cubriendo sólamente la zona central del arco, fue de 11 mm., que se ajustó perfectamente a los 12 mm. previstos en el cálculo.

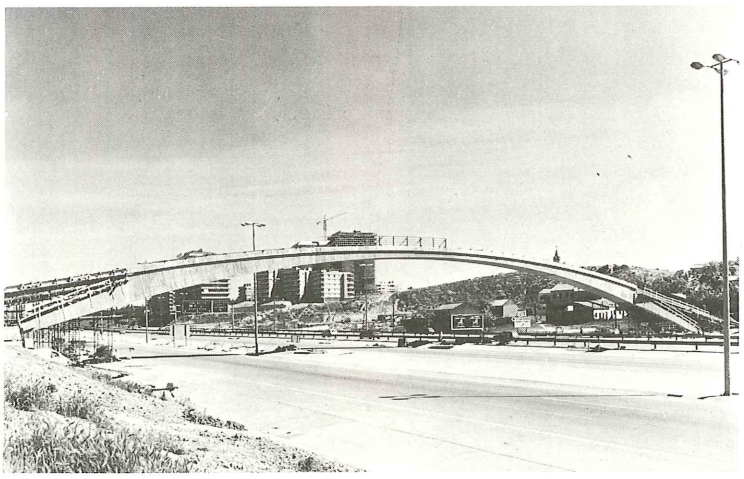


Fig. 8.

591-2-151

Los puentes de enlace Marqués de Torroja a la Avda. de la Paz y el paso superior de Vilaseca.

José A. Torroja Cavanillas
Rafael Chueca Edo
José María de Villar Luengo

Los puentes que voy a presentarles en primer lugar, pertenecen a la Autopista M–30 y son los correspondientes al enlace Marqués de Torroja, denominado así por su proximidad al Instituto Eduardo Torroja y en memoria a su fundador D. Eduardo Torroja.

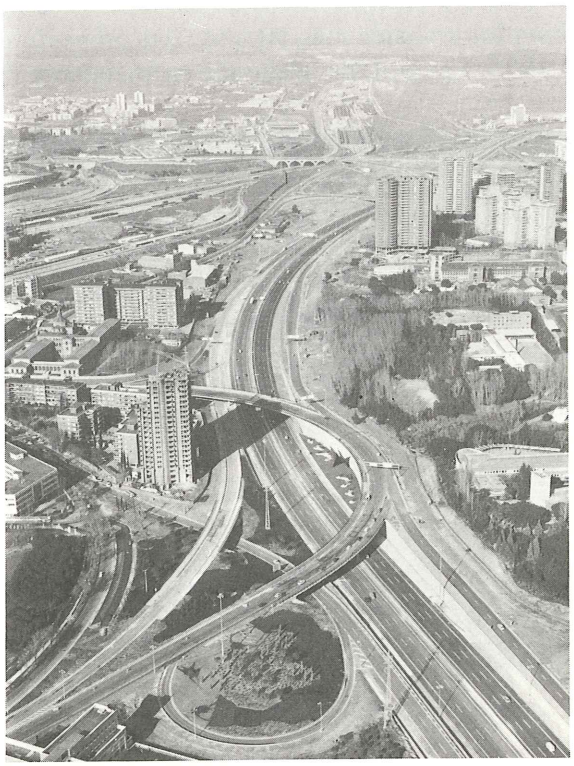


Foto 1. Vista aérea.

Su función es permitir el paso de la Avenida de Pio XII sobre la Autopista. En esta zona la Avenida de Pio XII, tiene una planta casi circular y la Autopista la corta como una secante. Tras el primer cruce recibe un ramal que discurre por el lado este de la Autopista y vuelve a cruzarla para permitir el acceso hacia la estación de Chamartín. El doble cruce sobre la Autopista se ha resuelto con dos puentes de planta curva realizados en hormigón pretensado. El enlace se completa con el ramal que permite la incorporación del tráfico proviniente de Alcobendas a la avenida de Pio XII. Este ramal pasa por encima de una incorporación lateral a la Autopista que ha obligado a la realización de un nuevo puente de menores dimensiones que los anteriores y construído en hormigón armado.

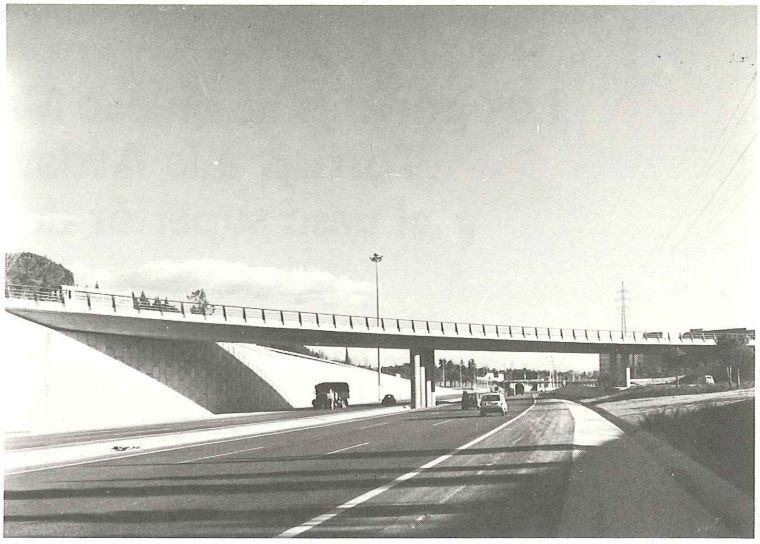


Foto 2. Alzado puente sur.

Los estudios de soluciones y anteproyectos de las mismas se iniciaron en los primeros meses del año 1973, si bien los trabajos más intensos del proyecto definitivo se desarrollan en el primer trimestre de 1975. La obra fue inagurada en Diciembre de 1976.

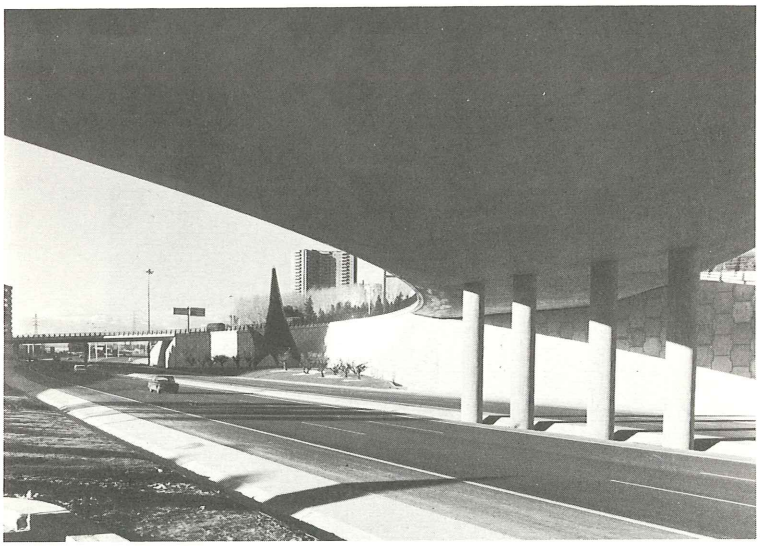
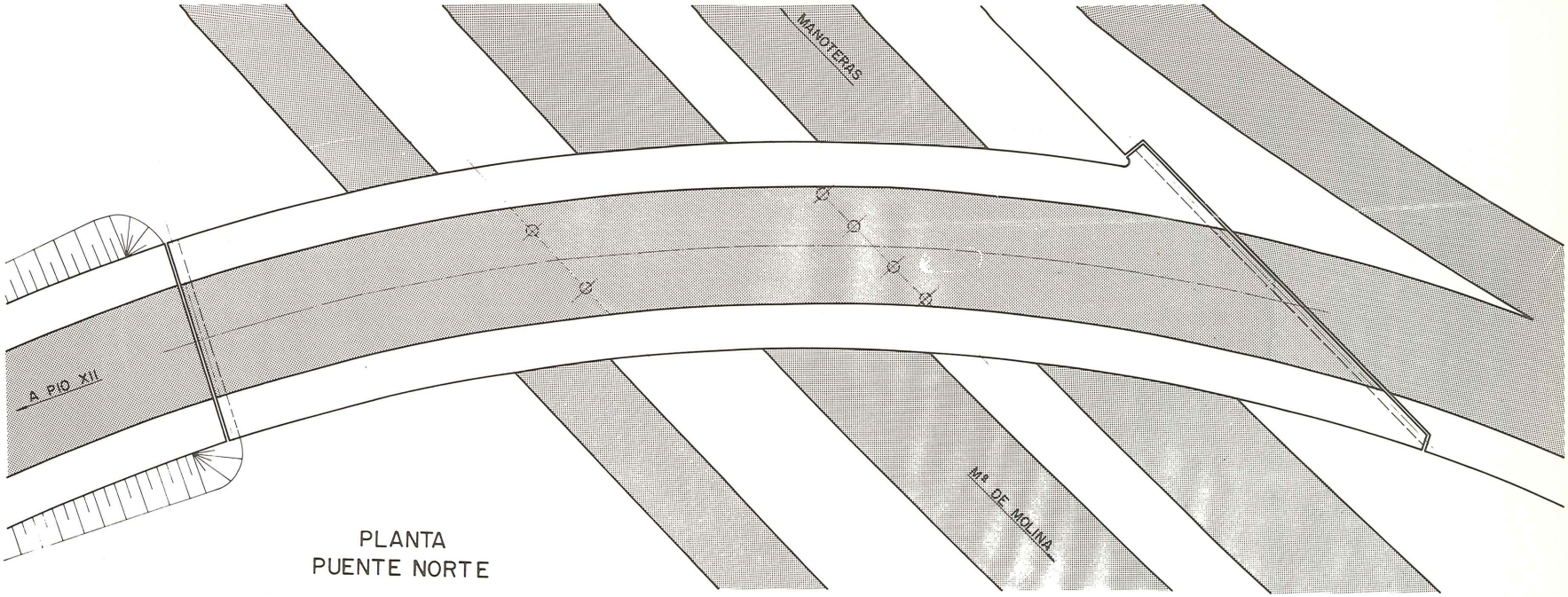
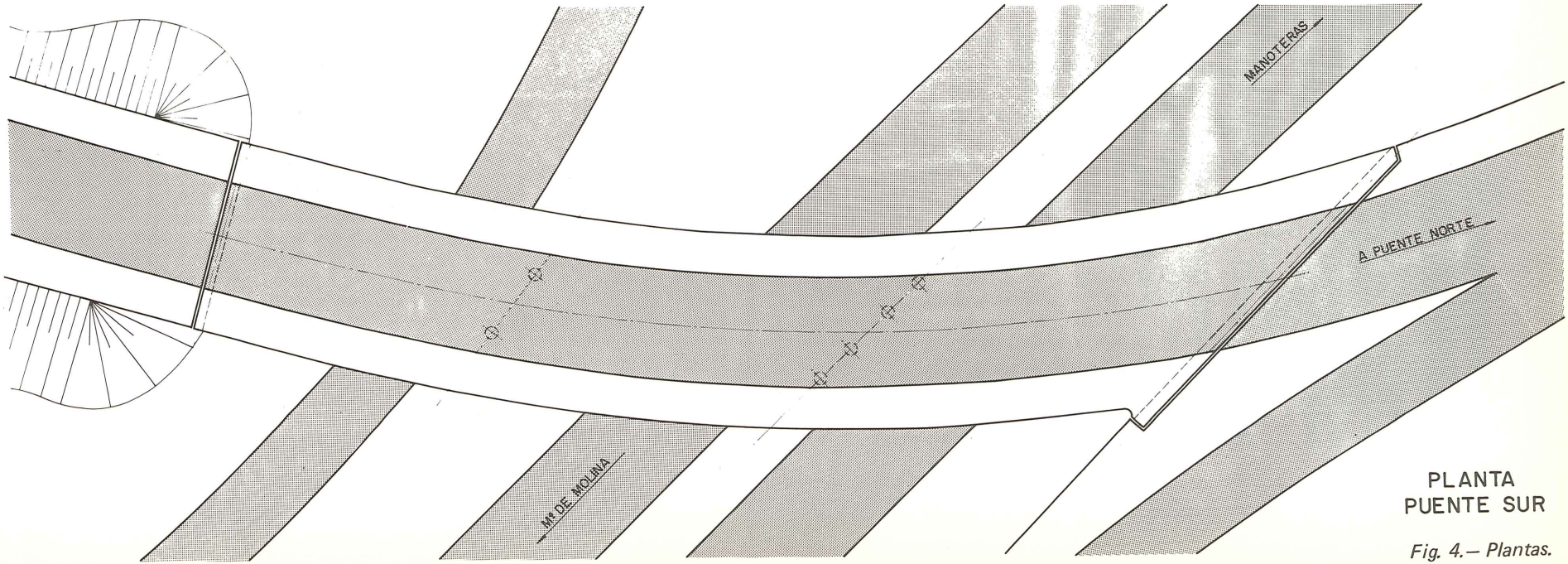


Foto 3. Vista inferior.



PLANTA
PUENTE NORTE



PLANTA
PUENTE SUR

Fig. 4.— Plantas.

El carácter urbano de la Autopista ha sido el condicionante fundamental a la hora de plantear la solución, no hay que olvidar que se integra en la ciudad pasando a constituir un elemento más de su entorno ambiental, y que por otra parte es necesario proporcionar una elevada seguridad a circulaciones de alta velocidad, lo que exige que las estructuras pasen desapercibidas para el conductor causándole la mínima sorpresa y por tanto la mínima distracción. Estas dos condiciones abogan por soluciones simples y directas pero de gran armonía e integradas en el contexto urbano en el que inciden.

En el caso presente al seleccionar las formas de los diversos elementos estructurales se ha buscado unidad, sencillez formal y ligereza.

- Unidad en el tratamiento general del nudo, integrando los dos puentes sobre la Autopista con el gran muro que corre por el lado Este cuya importancia en el conjunto se hace sentir con gran peso. Para conseguirla se ha establecido una continuidad de la imposta del muro con el elemento de borde del tablero de los puentes y se ha tratado la superficie del muro con placas prefabricadas que corren sin solución de continuidad a todo lo largo del mismo incluso debajo de los puentes formando el paramento vertical de los estribos que se adapta totalmente a la forma interior del tablero.

- La sencillez formal de las estructuras es extraordinaria. El tablero está formado por una losa plana de sección en forma de góndola con una transición muy suave del espesor de la misma desde la zona central a los bordes, de forma que no acusa al exterior mas que el paramento de la imposta. Las pilas son simples cilindros verticales sobre los que apoya la losa directamente sin ningún elemento que rompa la continuidad de su superficie inferior.

- La ligereza viene proporcionada por el pequeño espesor de la losa disminuido por la forma de su sección, y por el alejamiento de los estribos del lado oeste que de estar situados más cerca podrían producir sobre el conductor un efecto de estrangulamiento dada la importancia del muro del lado opuesto.

Estructuralmente los tableros de ambos puentes son similares. Están constituídos por losas continuas aligeradas de tres vanos, con luces de:

39,4 + 34,2 + 28,7 en el puente Sur.
88,0 + 28,0 + 32,9 en el puente Norte.

La irregularidad de las luces ha sido consecuencia de la curvatura en planta de los puentes (radio mínimo 180 m) y del fuerte esviaje con que cruzan la autopista.

Tomando la referencia de ortogonal en 100^G, los ángulos de los ejes de apoyo de estribos y pilas, con el eje longitudinal del tablero varían desde 36^G en los estribos derechos a 100^G en los estribos izquierdos.

La sección transversal tiene una anchura de 18,5 m , capaz para una calzada de 7,5 m, arcén de 4,0 m, y dos andenes elevados de 3,0 m. cada uno, rematados por las impostas de borde de 0,50 m sobre las que va colocada la barandilla. La sección es de tipo GONDOLA, con un canto en el centro de 1,30 m que se reduce suavemente hasta 0,34 m en los extremos. Va aligerada mediante 9 alveólos cilíndricos de 1,0 m de diámetro y 2 de 0,80 m en los laterales donde el canto es ya menor. Las zonas de apoyo sobre pilas y estribos van macizadas formando unas traviesas de planta escalonada algo irregular motivada por las necesidades del trazado del pretensado transversal que para mayor facilidad constructiva se dispuso perpendicular a los bordes del tablero.

El pretensado longitudinal está constituído por tendones de 12T13 de 226 Mp de carga de rotura, en número variable según los vanos con un máximo de 58 en los de mayor luz y 34 en los de menor luz.

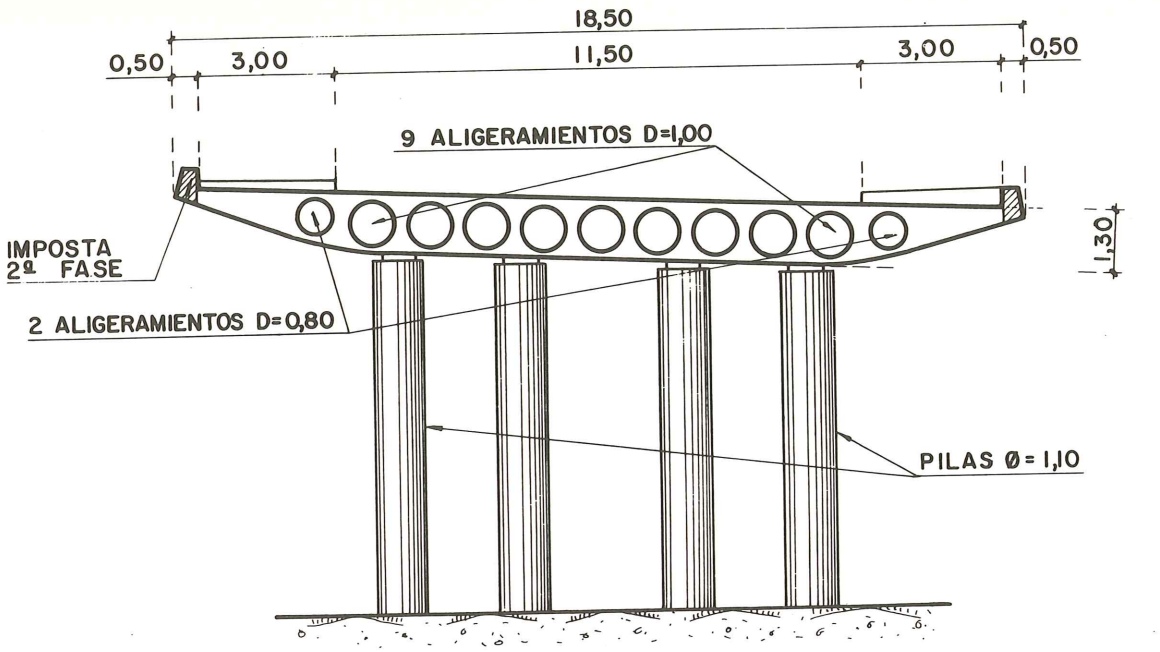


Fig. 5. Sección transversal.

El tesado se hizo por ambos extremos en la familia de tendones que cubre la longitud total del puente y solamente por un extremo en los tendones que quedan interrumpidos tras alguno de los apoyos sobre pilas.

Los primeros fueron enfilados por empuje, con lubricación en punta, sin ningún problema a pesar de su longitud y trazado. Esta lubricación produjo posteriormente una considerable disminución del rozamiento, que obligó a modificar el programa de tesado de proyecto. Los alargamientos obtenidos correspondian a un coeficiente $\mu = 0{,}07$ en el caso de considerar invariable el coeficiente de ondulación.

El pretensado transversal, existe únicamente en las traviesas sobre apoyos de pilas. Está formado por 30 y 34 tendones de $12\phi 7$, de 78 Mp de carga de rotura, tesados desde un solo extremo.

La sustentación del tablero se realiza a través de placas de neopreno. El número de aparatos es diferente en cada línea de apoyo y sus dimensiones varían incluso entre los de una misma línea de apoyo, debido a la desigualdad de reacciones originada por las características singulares de las plantas de los tableros.

Debido a estas características tan singulares de los tableros se consideró conveniente realizar el cálculo con ayuda de un modelo reducido. Para ello se realizó un predimensionamiento mediante las tablas de SCHLEICHER para losas continuas esviadas. Con estos datos, se construyó un modelo en plexiglas a escala 1:50. Se colocaron 186 bandas extensométricas (en rosetas de tres) para poder conocer las tensiones principales en 62 puntos. El modelo se construyó en el laboratorio HOOSDORF de Basilea. El ensayo se realizó sometiendo al modelo a una carga puntual vertical colocada sucesivamente en 231 posiciones. Tanto la aplicación de la carga como la lectura de las bandas extensómetricas y de las reacciones de apoyo fué controlada por un computador que registró todas las lecturas en una cinta magnética. Esta cinta fué procesada mediante el programa MODEL produciendo una matriz de datos denominada "SISTEMA O".

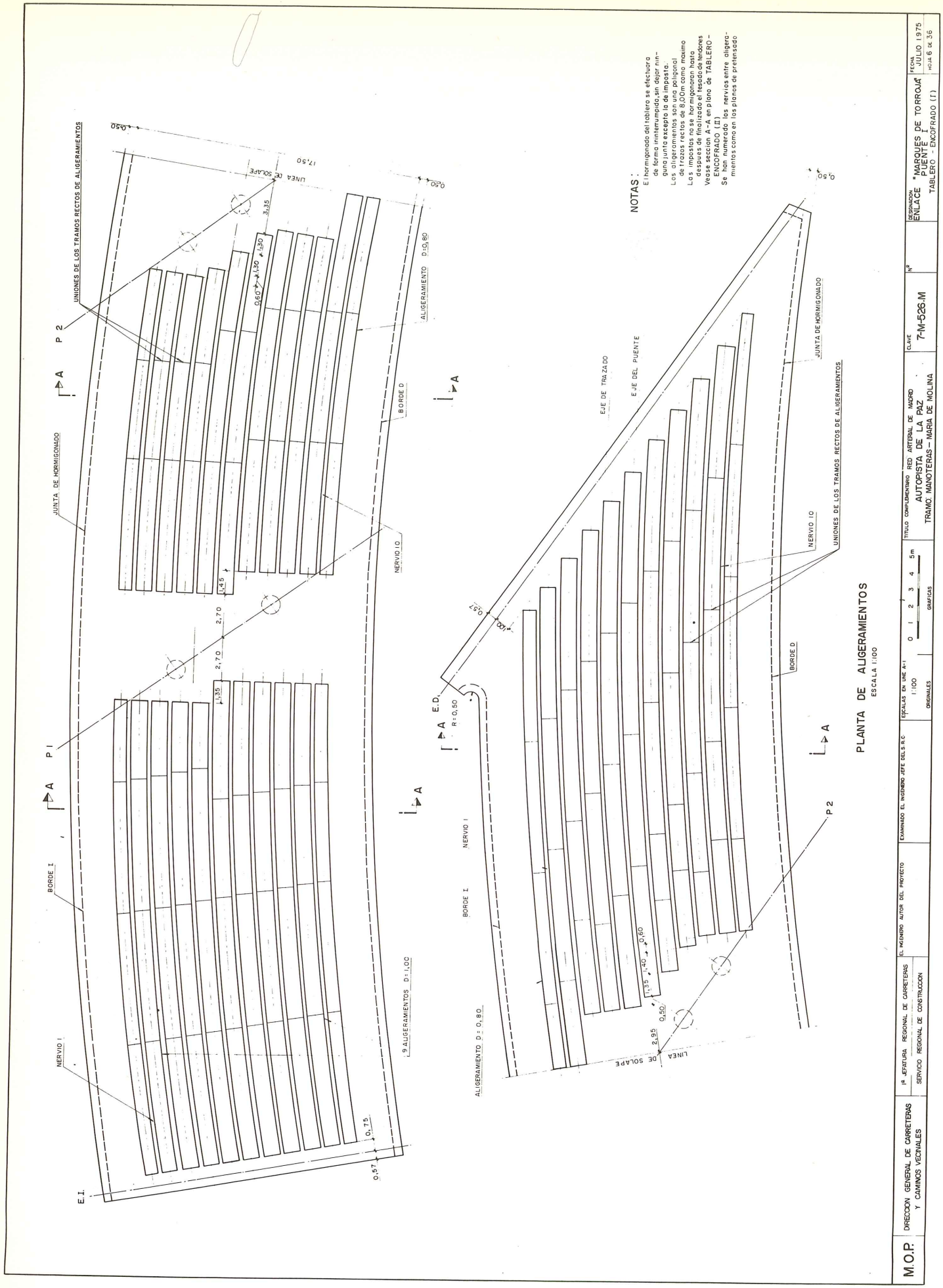
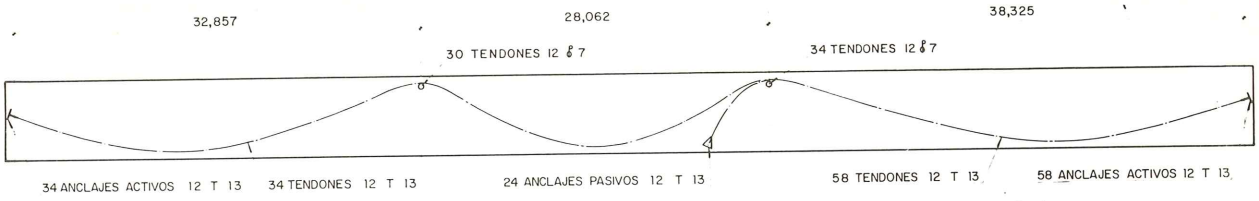
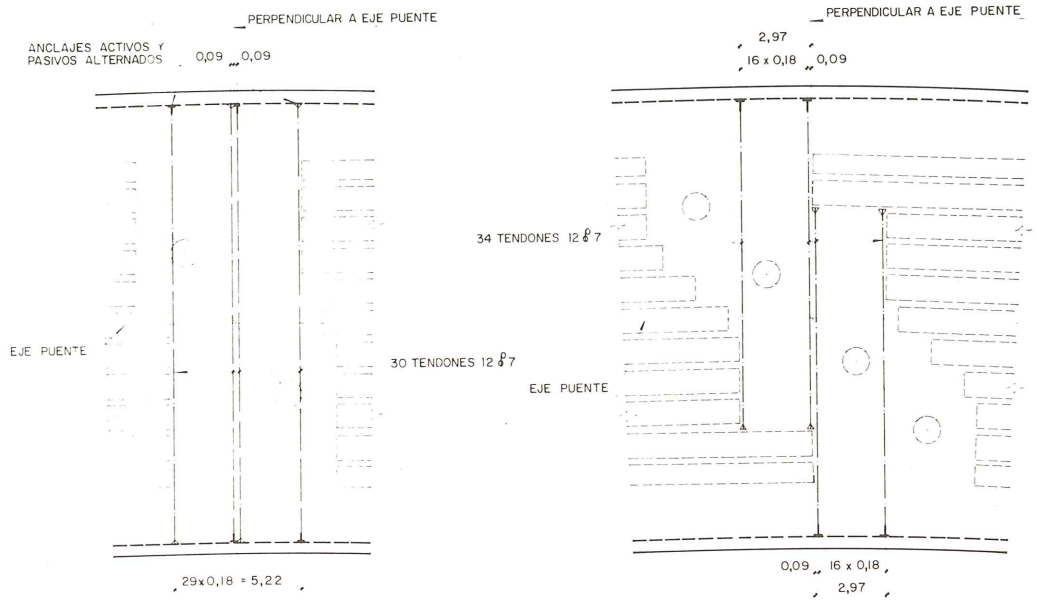


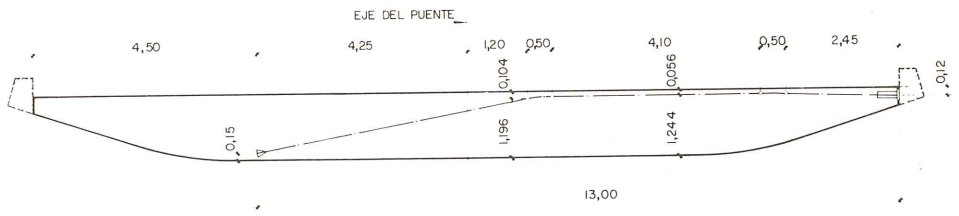
Fig. 6.– Planta aligeramientos.



ESQUEMA GENERAL DEL PRETENSADO



PLANTA DEL PRETENSADO TRANSVERSAL



SECCION DEL TABLERO

Fig. 7.— Esquemas del pretensado.

Dado que las células de medida situadas en los apoyos presentaban una cierta deformabilidad, se hizo una corrección con el computador para anular los corrimientos de los apoyos, originándose una nueva matriz denominada "SISTEMA 2".

Esta matriz, grabada en cinta magnética nos fué remitida para proseguir el cálculo mediante el programa HYBRAN en el computador de nuestra oficina; contenía los datos de las superficies de influencia de las tensiones principales y deformaciones de los puntos considerados así como de las reacciones de apoyo (todo ello para cargas verticales).

Una vez cargada la matriz "SISTEMA 2", era posible modificar el sistema estático, eliminando apoyos. Se efectuaron varias pruebas retirando algunos apoyos de la línea de cuatro, correspondientes a la pila 1, llegándose a la conclusión de que era conveniente mantenerlos todos, pues otros sistemas sobrecargaban y descargaban excesivamente alguno de ellos.

Seguidamente se definieron las pistas por las que se paseó el tren de cargas puntuales determinándose los valores extremos de las tensiones, por él producidas en cada punto. Análogamente se obtuvieron los producidos por la carga superficial, aplicada en las zonas más desfavorables. El pretensado, longitudinal y transversal, fué introducido por medio de las fuerzas de desvío, adicionando la compresión producida.

El modelo fué de gran utilidad sobre todo para el dimensionamiento de la armadura activa transversal así como para el de la armadura pasiva de los extremos del tablero y de los aparatos de apoyo.

La obra fué dirigida por el Ingeniero D. Pascual de Juan de la 1ª Jefatura Regional de Carreteras.

La Empresa Constructora fué HUARTE Y CIA.

El sistema de pretensado utilizado FREYSSINET.

Las cuantías de materiales utilizados por m^2 de tablero son:

HORMIGON: 0,77 m^3
ARMADURA ACTIVA: 25 Kg
ARMADURA PASIVA: 86 Kg.

Puente de Vilaseca

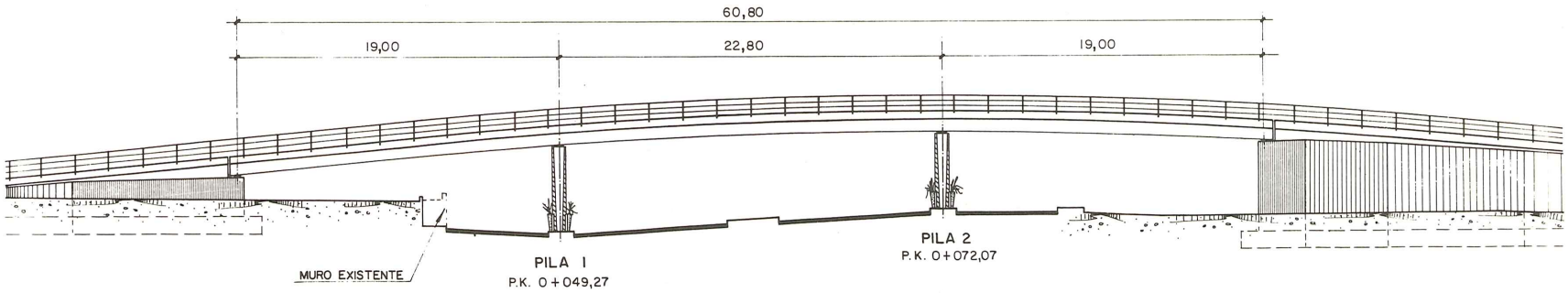
José A. Torroja Cavanillas
Rafael Chueca Edo
José María de Villar Luengo

La obra que les presento a continuación es otro puente de características urbanas. Permite el establecimiento de una vía de circulación transversal a la carretera N–340, y a distinto nivel, en el término municipal de Vilaseca en Tarragona.

Por las características del terreno y de la rasante de la CN–340, se ha escogido la solución de paso superior sobre dicha carretera, aunque ha sido preciso forzar el perfil longitudinal del nuevo ramal, adoptando un parámetro pequeño $K_v = 300$ para el acuerdo vertical convexo y admitiendo pendientes máximas del 9 por 100, valores que pueden considerarse aceptables por tratarse de una vía urbana en la que la velocidad deberá estar limitada.

La sección transversal del tablero tiene una anchura total de 12,0 m compuesta por dos carriles de 3,50 m de anchura y dos andenes elevados de 2,50 m, protegidos por barreras de seguridad, para el tráfico de peatones, que dado el carácter urbano de la obra, se prevé muy intenso.

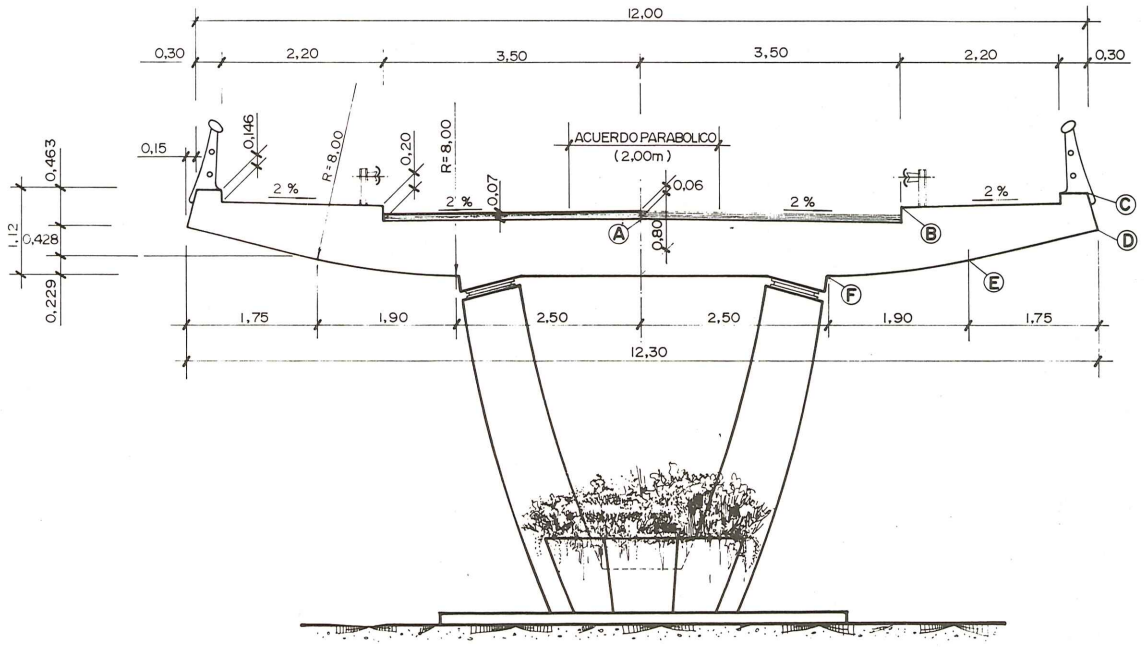
La solución adoptada estructuralmente es la de losa pretensada continua, de tres vanos por considerarla como solución más idónea, tanto desde el punto de vista estético como funcional.



ALZADO

ESCALA 1:200

Fig. 1.—Alzado general.



SECCION

ESCALA 1:50

Fig. 2.— Sección transversal.

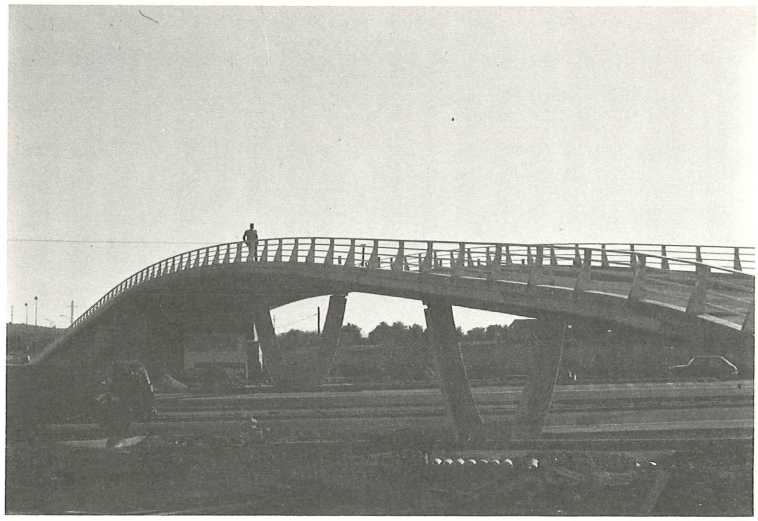


Fig. 3.— Vista del puente terminado.

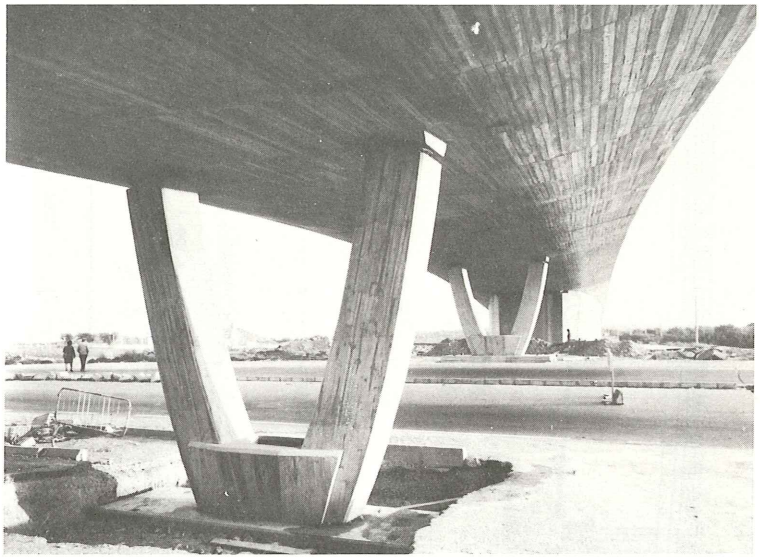


Fig. 4.— Aspecto estético de las pilas.

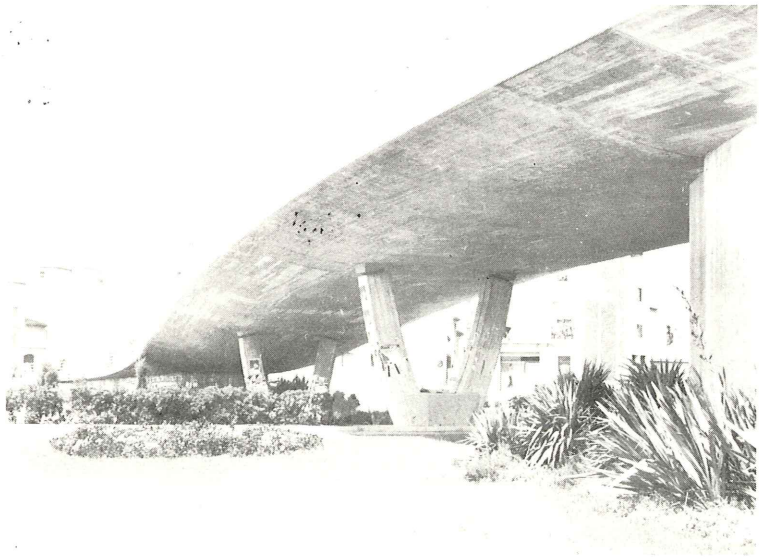


Fig. 5.— La estética de los estribos también ha sido ciudada.

Las luces de los vanos son de 19,0 – 22,80 – 19,0 m permitiendo el paso bajo el vano central de las dos calzadas desdobladas de la carretera N–340 y el establecimiento de dos vías laterales de servicios bajo los vanos extremos.

La losa es de sección constante, maciza, con un canto en el centro de 0,80 m. Longitudinalmente lleva un pretensado, de extremo a extremo, compuesto por 22 tendones de 12T13, dispuestos en una sola capa.

La sustentación se hace sobre las pilas a través de aparatos de apoyo de neopreno-teflón (libres y unidireccionales) y sobre los estribos mediante apoyos neopreno-teflón fijos en uno de ellos y placas de neopreno en el opuesto.

Las pilas, se han proyectado teniendo muy presente el cuidado estético. Se ha adoptado la forma de "U" disponiendo sobre cada uno de los brazos un aparato de apoyo. En la parte inferior se han unido ambos brazos mediante una base de hormigón con tratamiento superficial distinto al de los brazos, en cuyo centro se alberga un espacio hueco para plantas. La cimentación es directa por medio de una zapata de hormigón armado.

Los estribos se han cuidado también estéticamente, tratando su cerramiento a base de planos inclinados sucesivos entre el muro frontal, normal al puente y los muros laterales paralelos al mismo, rematados superiormente por un voladizo, de anchura variables en la zona de los planos inclinados, y de sección totalmente similar a la de la losa.

El Ingeniero Director de la Obra fué D. José María Alonso-Biarge.

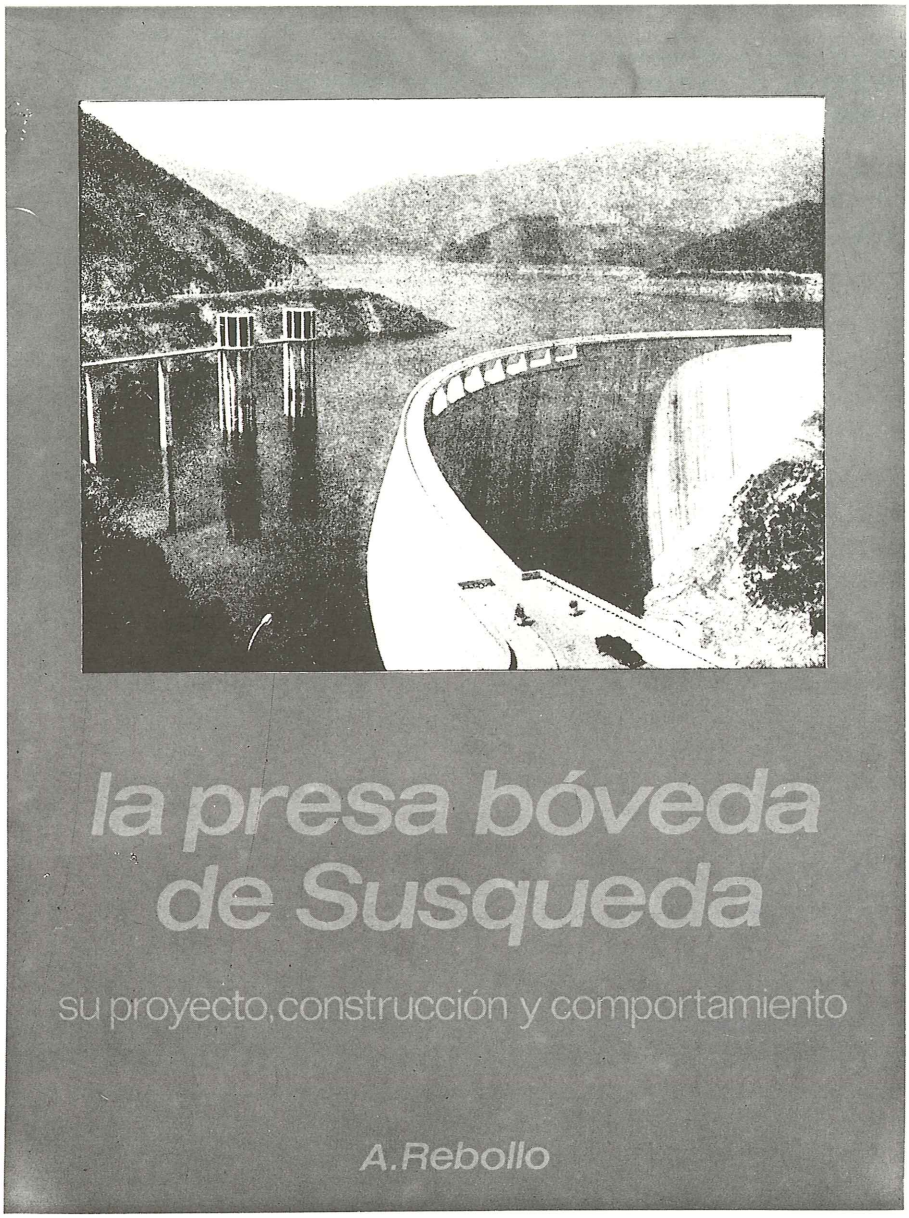
La Empresa Constructora fué COLOMINA, S.A.

El Sistema de Pretensado C.T.T.

Las cuantías por m^2 de tablero:

HORMIGON: 0,72 m^2
ARMADURA ACTIVA: 16 Kg.
ARMADURA PASIVA: 50 Kg.

publicación del i. e. t. c. c.



En esta publicación se recogen todos los datos y pormenores relacionados con el estudio del proyecto, la realización de la construcción y la auscultación de los primeros años de la puesta en servicio de esta importante presa, que, con una altura sobre cimientos de 135 m, se halla enclavada en el río Ter, dentro de la provincia de Gerona (España).

Incluye además tres apéndices, donde se exponen con todo detalle el método de cálculo empleado y su elaboración tabulada; los ensayos en modelo reducido realizados en el laboratorio ISMES y sus resultados; y el planteamiento y resolución de la auscultación geodésica.

José TORAN, con su reconocida autoridad en el campo de la ingeniería hidráulica, subraya en el prólogo que esta obra constituye «sin duda la monografía más importante en materia de grandes presas jamás publicada en castellano».

Un volumen encuadernado en cartoné con lomo de tela, de 17 × 24 cm, compuesto de 400 páginas y 330 figuras, entre fotografías, gráficos y planos. Madrid, 1972.

Precios: España, 1.350 ptas.; extranjero, $ 27.

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO
Costillares (Chamartín) - MADRID-33 - Apartado 19.002 - Tel. 202 04 40

591-2-152

Pasos superiores en la Autopista Bilbao-Zaragoza.

Carlos Siegrist
Ing. de Caminos

1.–INTRODUCCION

La Autopista Bilbao-Zaragoza y la Ronda Norte de Zaragoza, a lo largo de sus 305 Km de recorrido, han exigido la construcción de 175 pasos sobre autopista, de los que 44 corresponden a pasos de carreteras, 23 a pasos de ramales de autopista en enlaces, y 108 son caminos de 7 m de anchura.

En un principio se pensó hormigonar todos estos pasos "in situ", adoptando soluciones a base de losa de canto constante, ya que la anchura de la mediana de la autopista, con una distancia entre rayas blancas izquierdas de calzada de 7 m y 12 m, según los tramos, permitía disponer apoyos en la misma, manteniendo las luces máximas de los pasos alrededor de los 25 m, excepto en ciertos casos singulares que luego veremos.

Posteriormente se decidió prefabricar los pasos de caminos correspondientes a los tramos comprendidos entre Zambrana, al lado de Miranda de Ebro y Zaragoza, por necesidades de plazo y organización de obra, adoptando una solución a base de una viga cajón monocelular y losas de forjado prefabricadas. El número total de pasos prefabricados es de 99, con lo que el número de pasos hormigonados "in situ" queda reducido a 76. Sobre estos últimos pasos va a tratar esta comunicación.

2.–PASOS DE CARRETERAS

De los 44 pasos de carreteras, 28 se pueden considerar sin singularidades, esto es, corresponden a pasos con ángulo de esviaje inferior a 20° sobre la sección tipo de la autopista. Estos pasos se han solucionado a base de losas macizas continuas, de cuatro vanos, de hormigón pretensado, con canto constante igual a 1/25 de la luz máxima del paso; estas luces máximas oscilan entre 16 y 26 m, con lo que los cantos de las losas varían entre 0,70 m y 1,10 m.

Todas llevan voladizos de 2,15 m (Fig. 1), con canto variable linealmente entre 0,40 m y 0,15 m, y los paramentos laterales se ataluzan, con una proyección horizontal de 0,35 m. De esta forma, el ancho inferior de la losa es 5 m inferior al ancho total.

Los anchos de las losas son de 9, 10, 11, 12, 14 y 16 m, según la importancia de la carretera que sustentan.

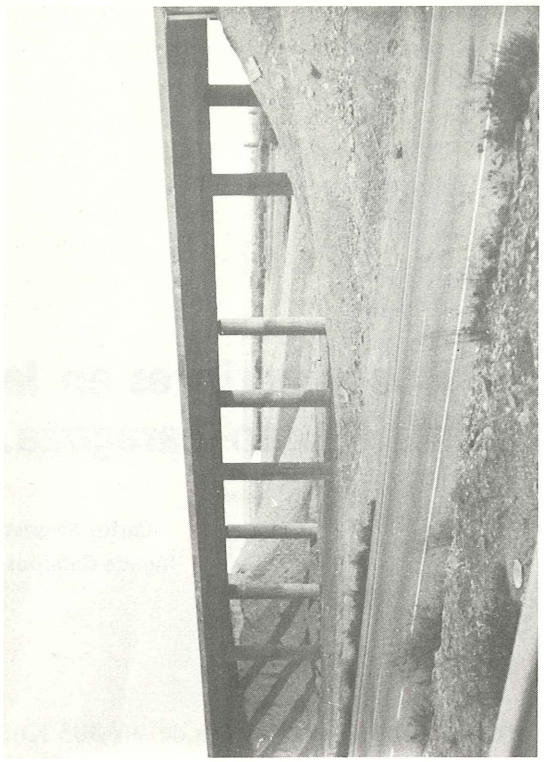


Fig. 3.

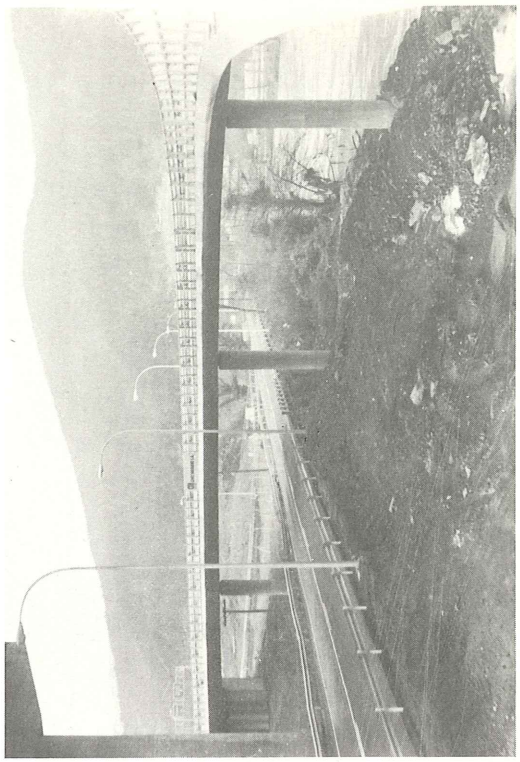


Fig. 5.

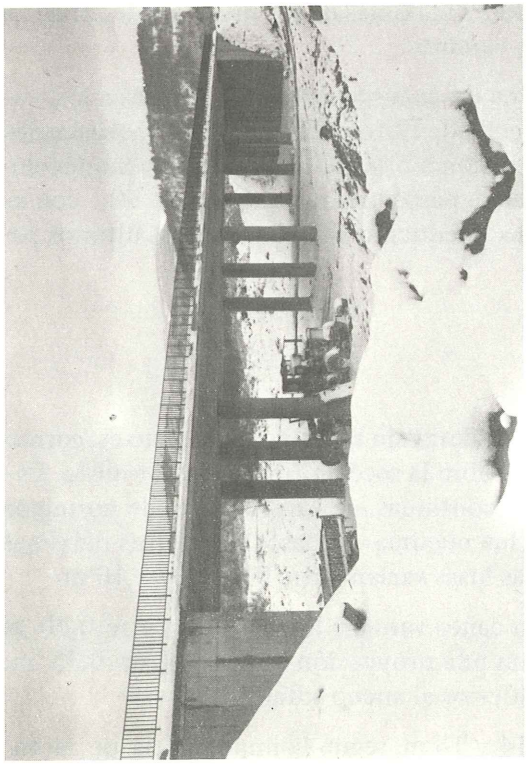


Fig. 2.

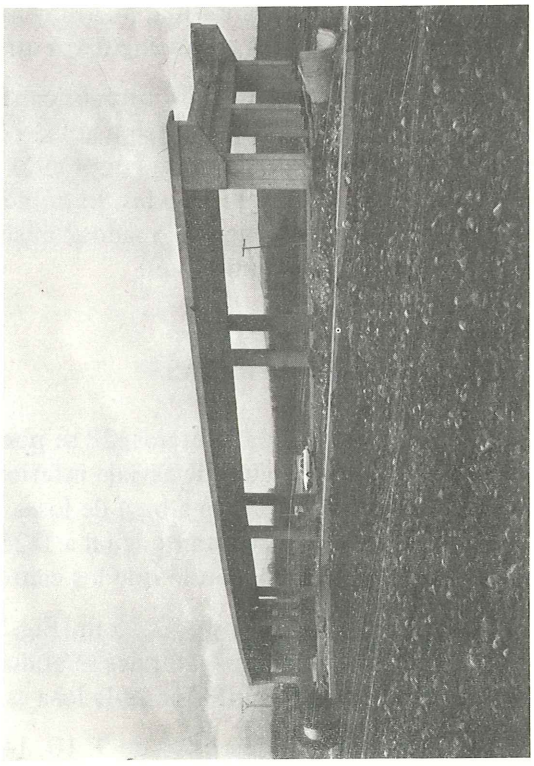


Fig. 4.

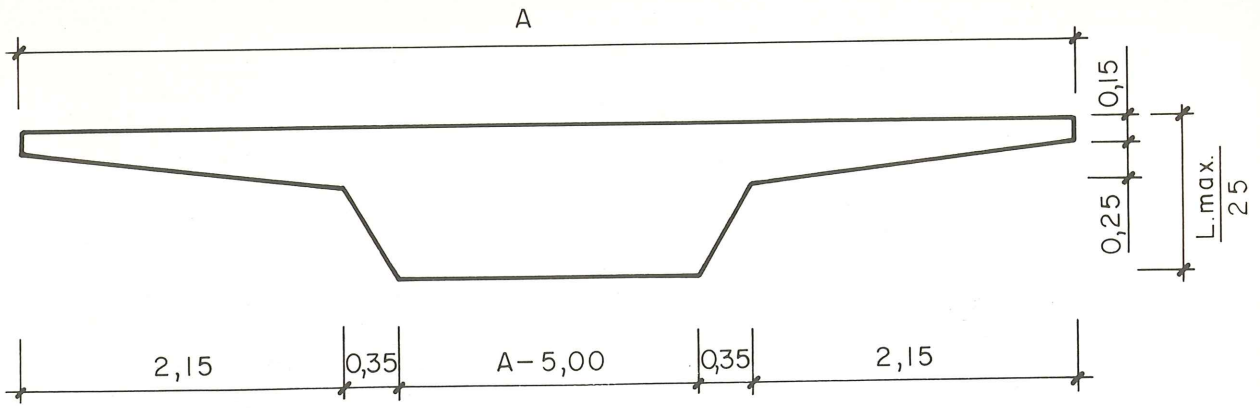


Fig. 1.

Se apoyan sobre pilas con fustes cilíndricos circulares de 1 m de diámetro, existiendo 2 ó 3 pilas en cada línea de apoyo, dependiendo del ancho de la losa. Así tenemos las carreteras de Vitoria a Orduña, en el puerto de Altube (Fig. 2) y el paso de la C.N. 232 (Fig. 3), junto al acceso a Figueruelas, ya en las proximidades de Zaragoza. Todas ellas con 3 fustes por línea de apoyo y 12 m de anchura.

Con 2 fustes por línea de apoyo tenemos la carretera de Miranda de Ebro a Berantevilla (Fig. 4), con estribos de tipo "abierto". Esta solución se ha adoptado siempre que la altura de la mano de estribo sobrepasa los 7 m, y no hay circulación por los vanos extremos, con lo que se puede verter el terraplén por delante del estribo.

Ha habido casos en los que, debido al fuerte esviaje que tiene el cruce, se ha recurrido a solución de pila única, con objeto de hacer la estructura normal, aun a costa de aumentar un poco la luz de los vanos centrales, como es el caso del acceso al Enlace de Arrigorriaga desde la carretera de Bilbao a Burgos por Orduña (Fig. 5), con luces máximas de 25 m y una pila de 1,20 m de diámetro en cada línea de apoyo; el ancho de la estructura es de 9 m.

En el caso de la carretera del Aeropuerto de Zaragoza sobre la Ronda Norte, y con objeto de disminuir los momentos torsores que aparecerían caso de disponer apoyo único, pues el puente tiene 12 m de ancho y luces de 20-32-32-20 m, se ha adoptado una solución a base de pilas en "V", (Fig. 6), que proporcionan un empotramiento elástico a torsión al tablero en las líneas de apoyo. Esta misma solución de pila en "V" se ha empleado en el cruce de la carretera de Garrapinillos sobre la Ronda Norte de Zaragoza, a 400 m del cruce anterior, de 9 m de anchura (Fig. 7), tanto por razones estéticas como de estabilidad, ya que, dada la naturaleza del terreno de cimentación, se ha proyectado y construido un tablero isostático, con solución en "cabalgamiento de tramo sobre ménsula", disponiendo los apoyos a media madera coincidentes con el quiebro lateral de la losa, con lo que el aspecto externo es el mismo que el de una losa continua.

3.–PASOS DE CAMINOS

Los 9 pasos superiores de caminos que existen entre Bilbao y Zambrana, se han solucionado a base de losas continuas de 4 vanos, de hormigón pretensado, con los mismos voladizos laterales que los pasos de carreteras, por lo que, como tienen 7 m de anchura total, las losas tienen un ancho inferior de 2 m. Las luces máximas oscilan entre 18 y 21,75 m, y el canto de las losas entre 0,70 y 0,85 m (fig. 8).

Las pilas son fustes prismáticos rectangulares, de 2 m de ancho y 0,70 m de espesor (Figura 9).

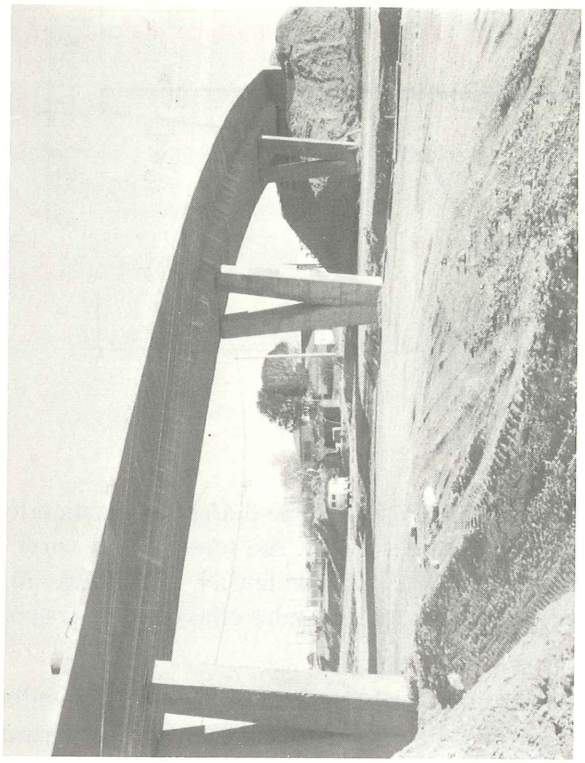


Fig. 7.

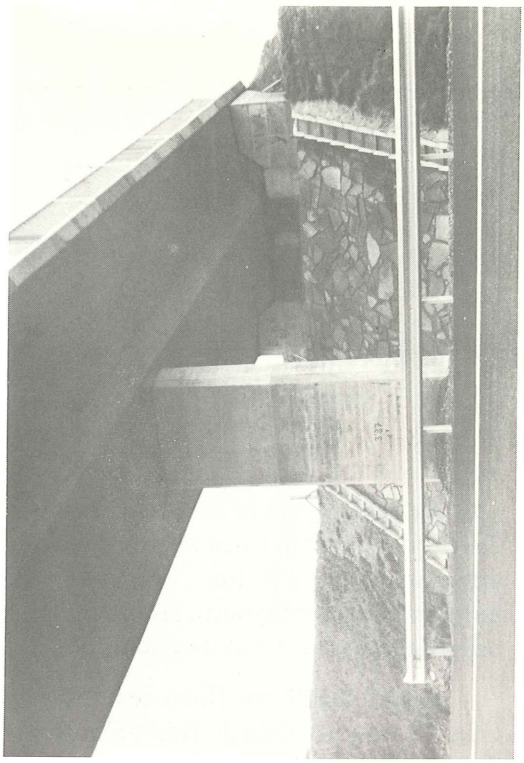


Fig. 9.

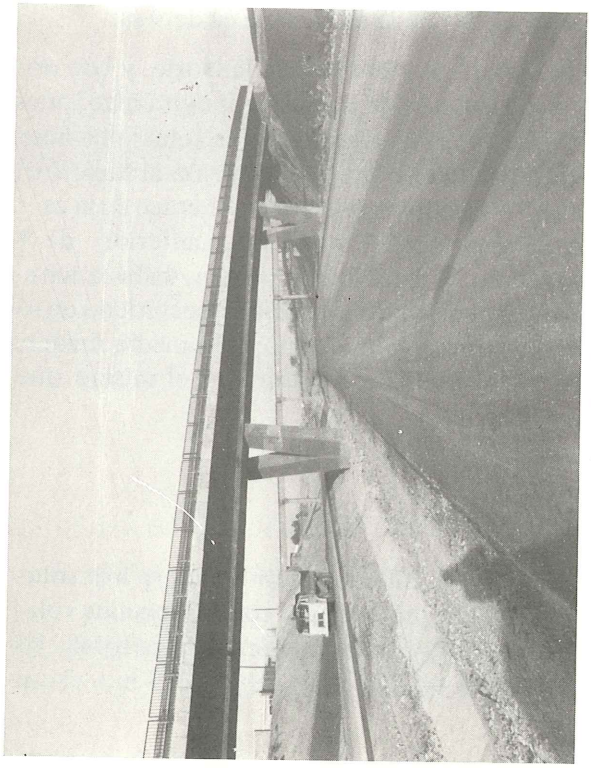


Fig. 6.

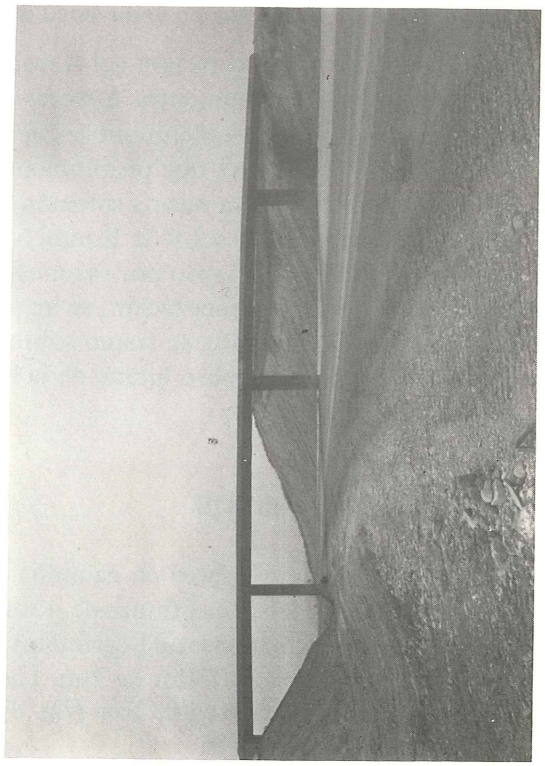


Fig. 8.



Fig. 10.

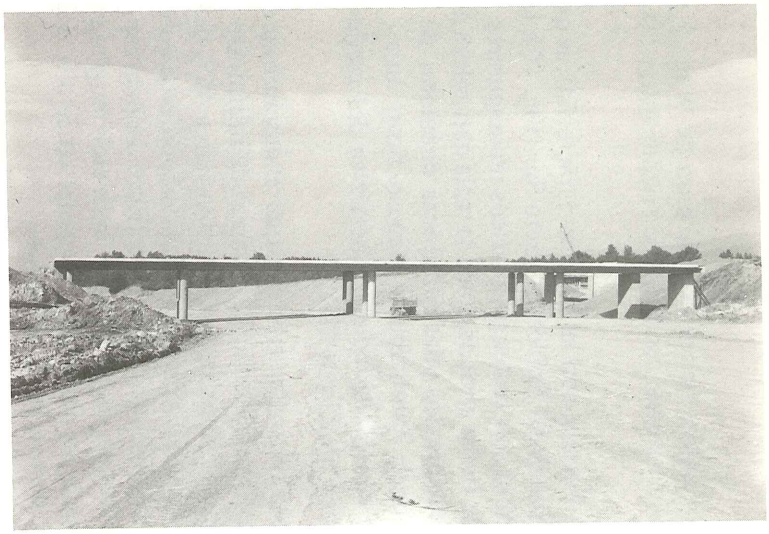


Fig. 11.

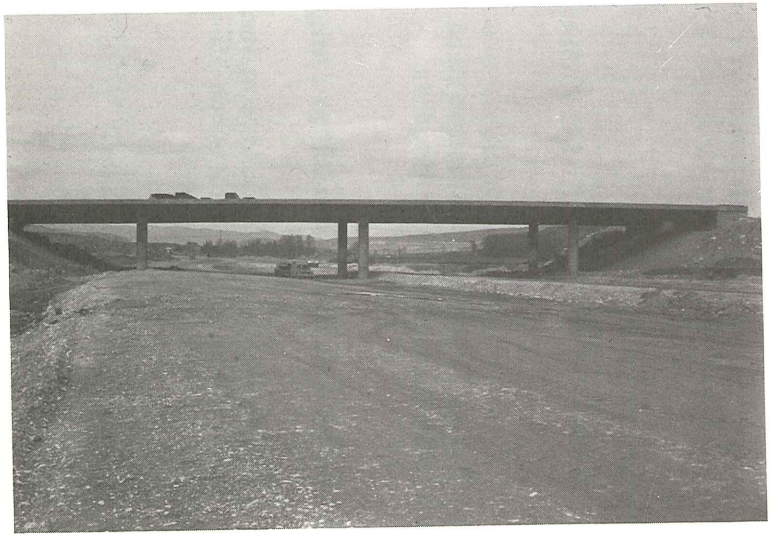


Fig. 12.

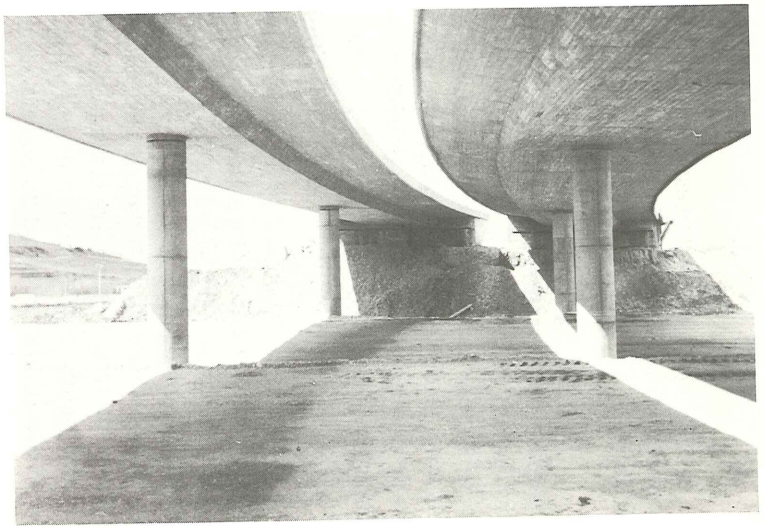


Fig. 13.

4.–PASOS DE RAMALES DE ENLACE

Todos los pasos correspondientes a ramales de enlace tienen una anchura de 9 m, y se caracterizan por el trazado en planta, con fuertes curvaturas, oscilando los radios entre 50 y 250 m.

De los 23 pasos, 21 son losas continuas de 4 vanos, con las mismas características que los pasos de carreteras descritos. Así tenemos los pasos del Enlace de Areta Sur (Fig. 10); los del Enlace de Altube (Fig. 11), en los que los estribos son fustes prismáticos rectangulares, confiándose la contención de las tierras a muros de tierra armada, dada la mala naturaleza del terreno de cimentación. Todos ellos van apoyados sobre dos pilas cilíndricas circulares de 1 m de diámetro en cada línea de apoyo. En el Enlace de Zambrana se dispuso fuste único en cada línea de apoyos (Figs. 12 y 13), mejorándose considerablemente la estética del conjunto, a costa de aumentar el pretensado longitudinal en un 25 por 100.

En relación con los pasos del Enlace de Areta Sur cabe subrayar que al descimbrar el primer tablero que se hormigonó, aparecieron unas fisuras de unas 2 décimas de milímetro, en la cara inferior del voladizo de la losa, en las cuatro esquinas, que se extendían a 45°, desde el ángulo formado por el paramento lateral de aquélla y el de la riostra de apoyos hasta el borde del voladizo. Estimamos que ello era debido a que los apoyos en estribos estaban separados 7 metros, y la riostra tenía poca rigidez, por lo que, al combinarse la flexión longitudinal del puente con la flexión de la riostra, se producía un descenso diferencial entre los dos lados que limitan el voladizo en esas zonas, lo que provocaba su fisuración.

Dispusimos unos apoyos intermedios bajo la riostra, previo levantamiento del puente con gatos planos, e inyectamos las fisuras con resina epoxy. La segunda losa, que es idéntica a la primera, se construyó con estos apoyos desde el primer momento y no tuvo ningún inconveniente, lo que parece confirmar la verosimilitud de la causa apuntada.

En el Intercambio con la Autopista de Navarra, en las proximidades de Tudela, ha habido que construir un paso de 5 vanos, con luces extremas de 18 m e intermedias de 25 m (Fig. 14). El canto de la losa continua es de 1 m, y se ha dispuesto un fuste único circular de 1,20 m de diámetro en cada línea de apoyo. El radio en planta es prácticamente constante, de 125 m.

5.–PASOS DE CARRETERAS O RAMALES, ESPECIALES

Vamos a comentar, por último, tres pasos superiores que, bien por las características geométricas del cruce o por su funcionalidad, han dado lugar a estructuras especiales, dentro del conjunto de los pasos de la Autopista.

5.1.–Paso de la carretera de Bilbao a Arrigorriaga, en Venta Alta

La carretera de Bilbao a Arrigorriaga, en las proximidades de la Depuradora de Venta Alta, cruza con un ángulo de esviaje de 25^{g} sobre la Autopista Bilbao-Zaragoza, a una altura de unos 20 m sobre ésta (Fig. 15).

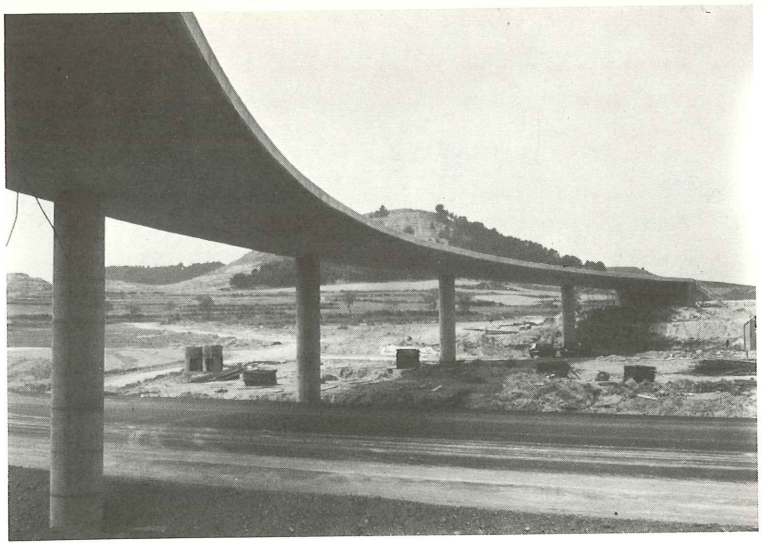


Fig. 14.

El ancho de la plataforma es 10 m, de los que 8 m corresponden a la calzada y los 2 m restantes a las aceras. La necesidad de dar paso por la estructura a dos tuberías de fundición, de 1,80 m de diámetro, para abastecimiento de aguas a la Comarca del Gran Bilbao, con posibilidad de repararlas en caso necesario, ha condicionado el canto de aquélla, lo que unido a la altura del cruce, ha aconsejado prescindir del apoyo en la mediana de la autopista, con lo que se mejora el aspecto estético del paso.

Se ha proyectado una viga-cajón, monocelular, contínua, con 50 m de luz central, y laterales de 25 m, que se prolongan con dos voladizos de 6 m que sirven de contrapeso para contrarrestar las reacciones ascendentes en los apoyos extremos y enlazar con unos pórticos de hormigón armado, de la misma sección interior que la viga-cajón, para dar salida a las tuberías por debajo de la carretera.

El canto de la viga es de 3 m, y su ancho de 7,50 m, con voladizos laterales de 1,25 m para completar el ancho de la plataforma de 10 m. En las zonas extremas existen unas curvas de transición en la carretera que afectan a la longitud de los vuelos laterales de la viga-cajón, pero no a la sección del núcleo de la misma que se mantiene constante.

El espesor de las almas es de 0,40 m, constante, y el de las losas de forjado superior e inferior de 0,22 y 0,25 m respectivamente, llevando cartelas en las zonas extremas.

En los apoyos sobre pilas y muretes extremos, al no poder disminuir la sección interior de la viga, se han dispuesto unos marcos de rigidización exteriores, que concuerdan con el ancho de los capiteles de las pilas (Fig. 16), que están formadas por un fuste prismático octogonal, de 2 m de diámetro del círculo inscrito, y 20 m de altura. Los capiteles proporcionan doble apoyo normal a la viga-cajón (Fig. 17).

Los apoyos de la viga sobre las pilas y uno de los muretes extremos se realizan con aparatos de neopreno-teflón, unidireccionales, y en el otro murete mediante una rótula plástica de hormigón, que sirve de punto fijo al tablero.

El puente se cimbró en su totalidad, hormigonándose por módulos de 10 m (Fig. 18), primeramente el forjado inferior y el arranque de las almas, y en segundo lugar el resto de la sección (Figs. 19 y 20).

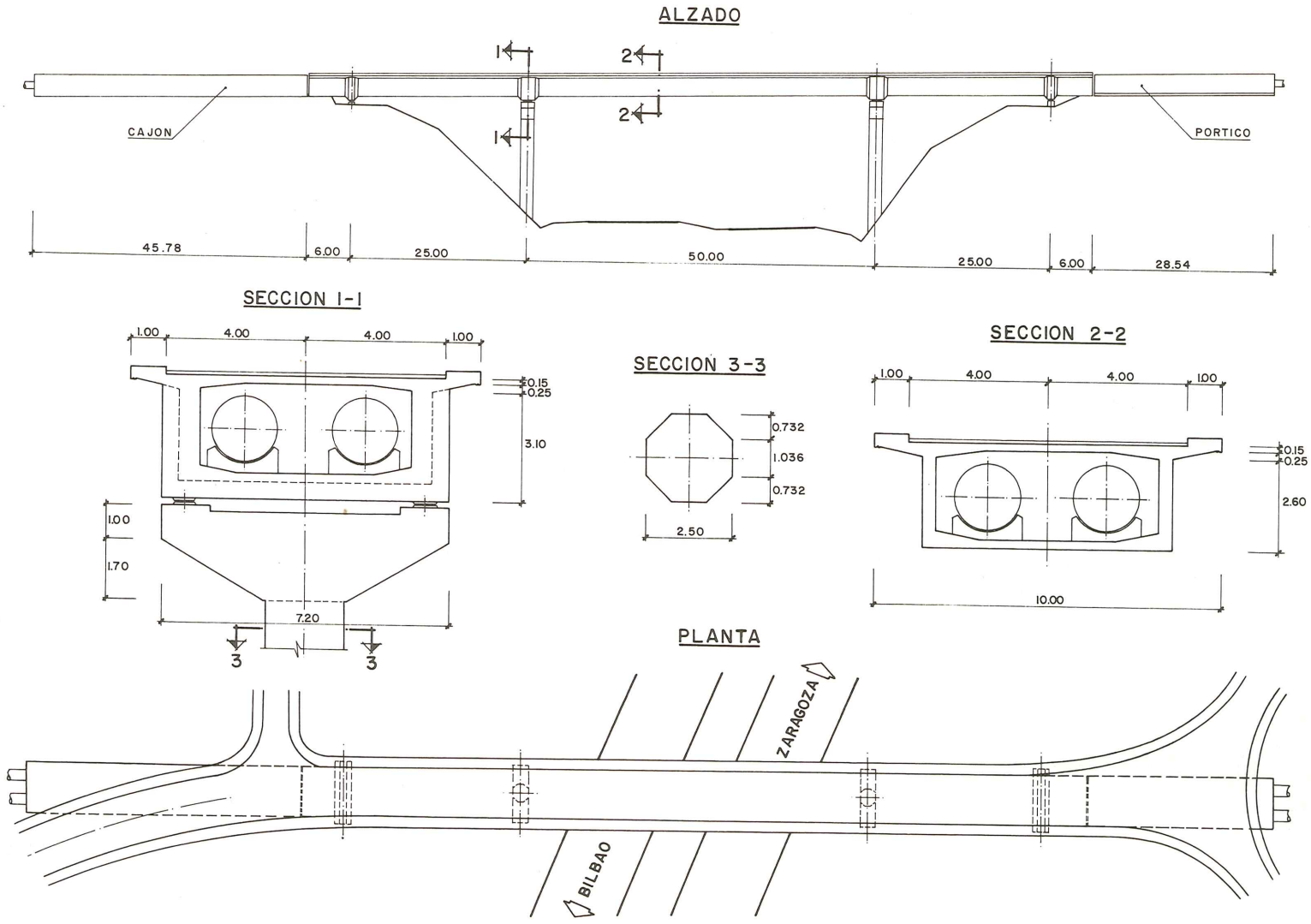

ALZADO
1
2
2
1
CAJON
PORTICO
45.78
6.00
25.00
50.00
25.00
6.00
28.54
SECCION 1-1
1.00
4.00
4.00
1.00
0.15
0.25
3.10
1.00
1.70
7.20
3
3
SECCION 3-3
0.732
1.036
0.732
2.50
SECCION 2-2
1.00
4.00
4.00
1.00
0.15
0.25
2.60
10.00
PLANTA
ZARAGOZA
BILBAO

Fig. 15.

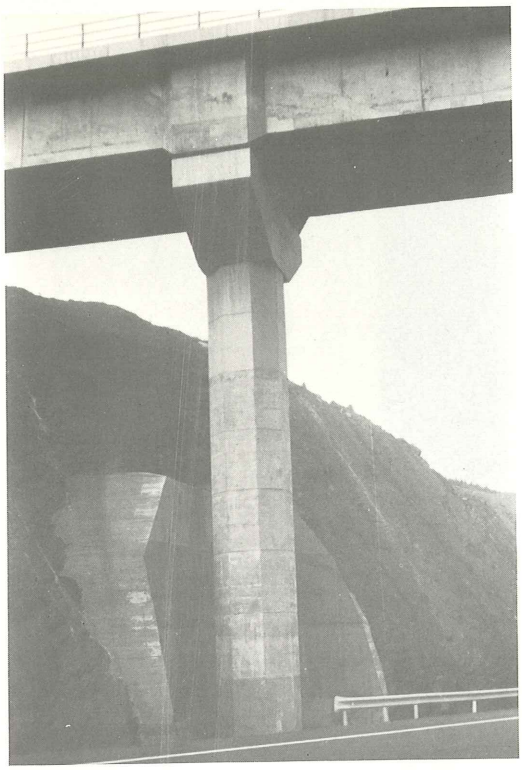


Fig. 16.

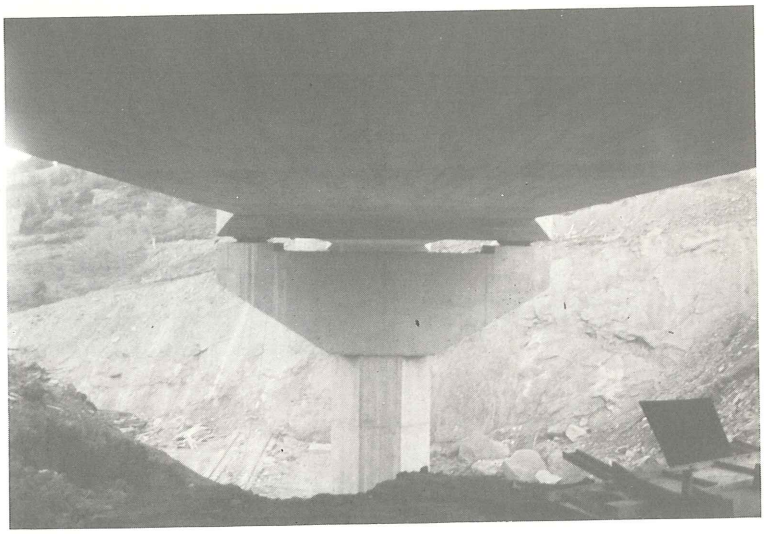


Fig. 17.

5.2. Dos pasos en el cruce de la Autopista Bilbao-Zaragoza con la Ronda Norte de Zaragoza

El cruce de la Autopista Bilbao-Zaragoza con la Ronda Norte de Zaragoza da lugar a la existencia de ocho estructuras, de las que tres son losas macizas, continuas, pretensadas, de canto constante, dos son puentes de vigas-cajón isostáticas, prefabricadas, una a base de vigas de sección en "doble T" prefabricadas, y las otras dos, que son de las que se va a tratar a continuación, son vigas-cajón, multicelulares, continuas.

Corresponden al paso de los ramales Alfajarín-Madrid y Zaragoza-Bilbao sobre la Autopista del Ebro, que tiene continuidad geométrica y funcional, desarrollándose en curvas circulares de 1.000 m de radio el primero y de 800 m de radio el segundo.

El primero de los dos puentes, o puente "A", tiene cinco vanos de 28,00-41,00-37,50-

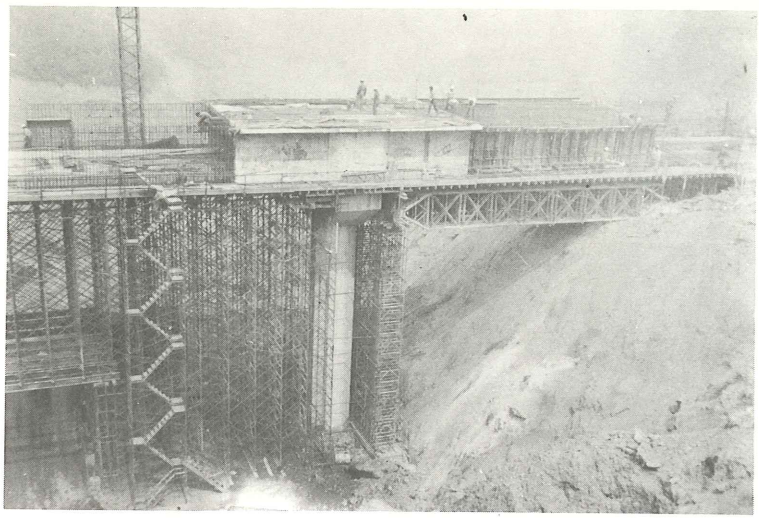


Fig. 18.

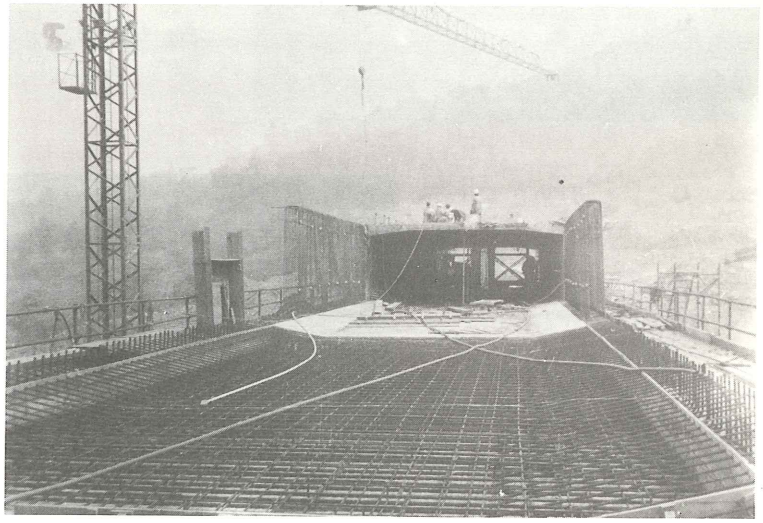


Fig. 19.



Fig. 20.

32,75-26,75 m, y el segundo, o puente "B", cuatro vanos de 25,45-41,00-35,50-23,35 m. La diferencia en el número de vanos viene motivada por la necesidad de salvar con el primero de los puentes, el ramal Zaragoza-Madrid y el camino de Monzalbarba.

Desde el primer momento se desechó la posibilidad de hacer los dos puentes en esviaje, puesto que éste es acusadísimo, por lo que se decidió disponer apoyos dobles en las pilas, normales a la estructura, ya que la longitud de la misma y la anchura de 13 m, no aconsejaban disponer apoyo único.

La sección transversal del tablero está condicionada por aspectos resistentes (luz máxima de 41 m y apoyos dobles poco separados transversalmente) y aspectos estéticos, ya que son puentes de altura estricta, con gálibo de 5 m sobre las circulaciones inferiores (Fig. 21).

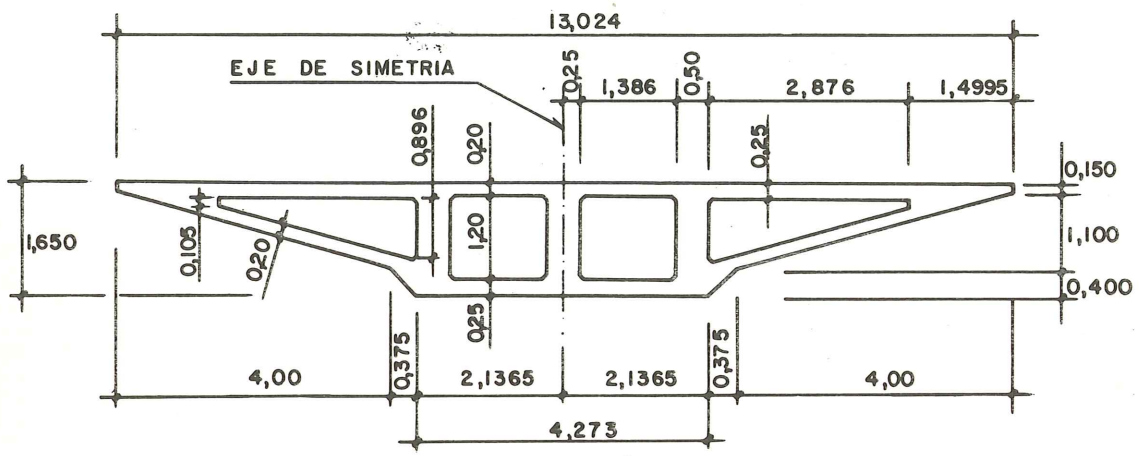


Fig. 21.

De esta forma se adoptó una sección trapecial, con paramentos laterales, inclinados, de 4 m de proyección horizontal, que contribuyen a aumentar la sensación de esbeltez del tablero, que con su canto constante de 1,65 m tiene una esbeltez de 1/25 de la luz máxima de 41 m.

La sección está aligerada con cuatro alvéolos, de los que dos corresponden a las zonas laterales, con espesores de 0,20 m en las tablas inclinadas y en la zona central del forjado superior, y de 0,25 m en los laterales del forjado superior y en la losa inferior. El espesor de las tres almas verticales es de 0,50 m.

El quiebro que se dió a los paramentos inclinados, a 0,40 m del paramento inferior, tenía por objeto disimular la posible junta de hormigonado en esta zona, pero, sin embargo, en sección transversal (Figs. 22 y 23), la primera fase de hormigonado abarcó la losa inferior

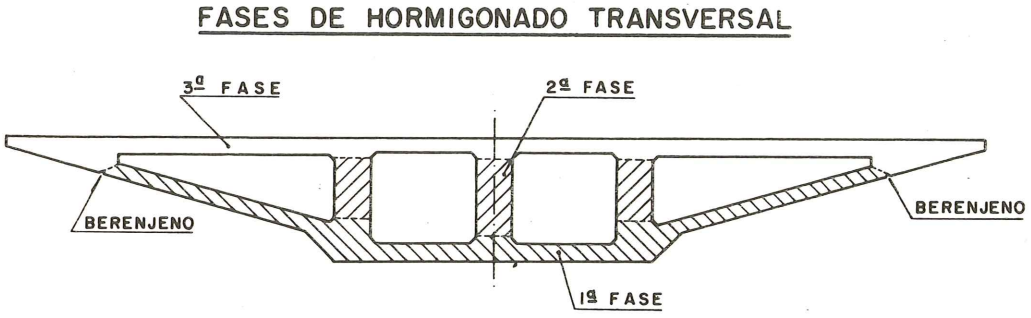


Fig. 22.

y las inclinadas en toda su longitud, haciendo innecesaria la mencionada junta. En segunda fase se hormigonaban las almas hasta el paramento inferior de la losa superior y, finalmente, es-

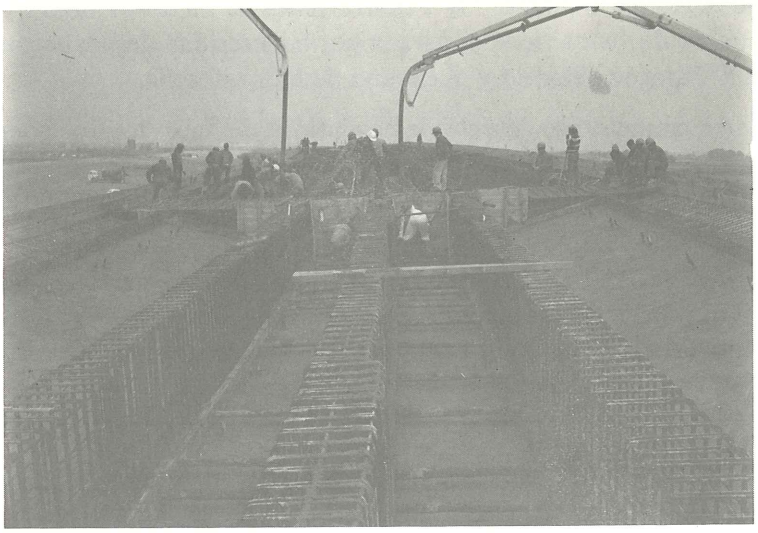
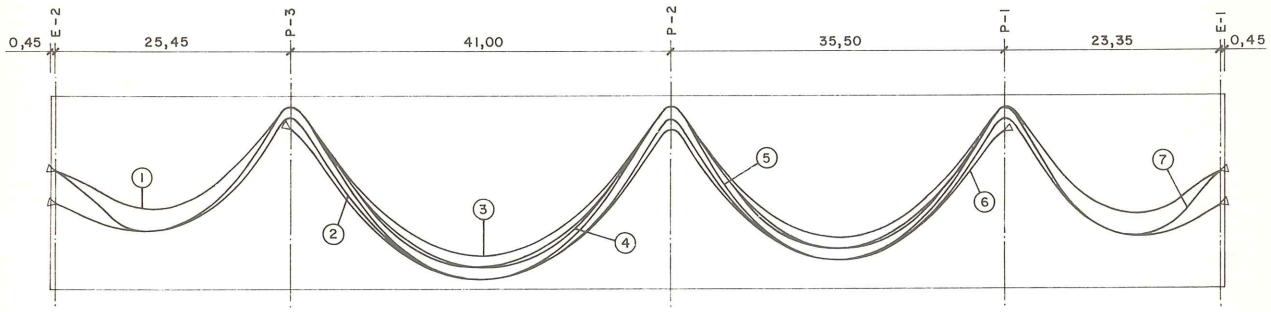


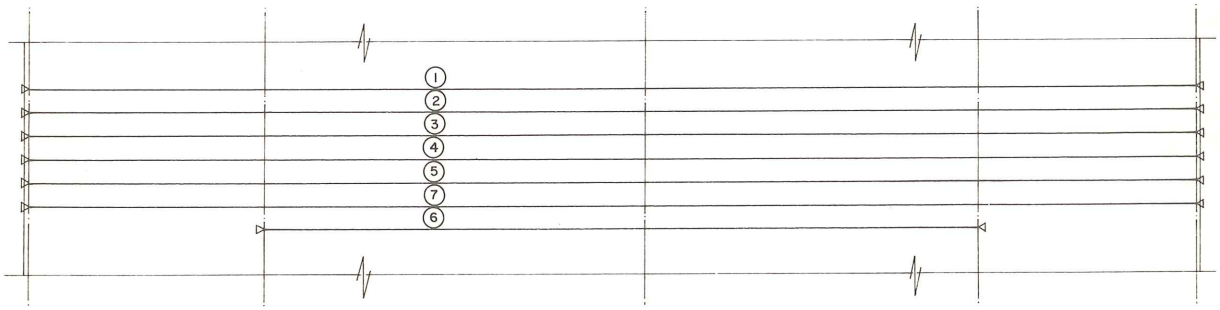
Fig. 23.

PUENTE B : ESQUEMA DE PRETENSADO

ALZADO



PLANTA



TODOS LOS ANCLAJES SON ACTIVOS

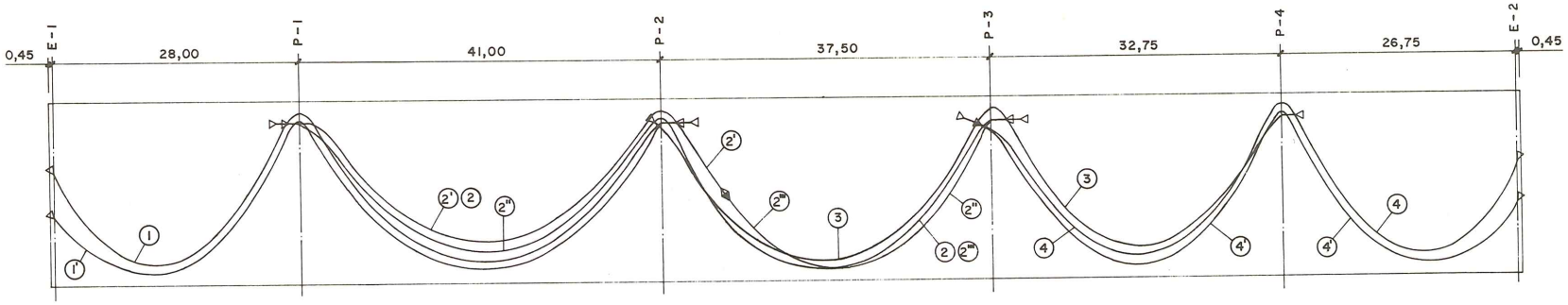
COMPOSICION DE CABLES POR FAMILIAS

FAMILIA -	1	——	2 CABLES
" "	- 2	——	2 " "
" "	3	——	4 " "
" "	4	——	4 " "
" "	5	——	1 " "
" "	6	——	6 " "
" "	7	——	2 " "

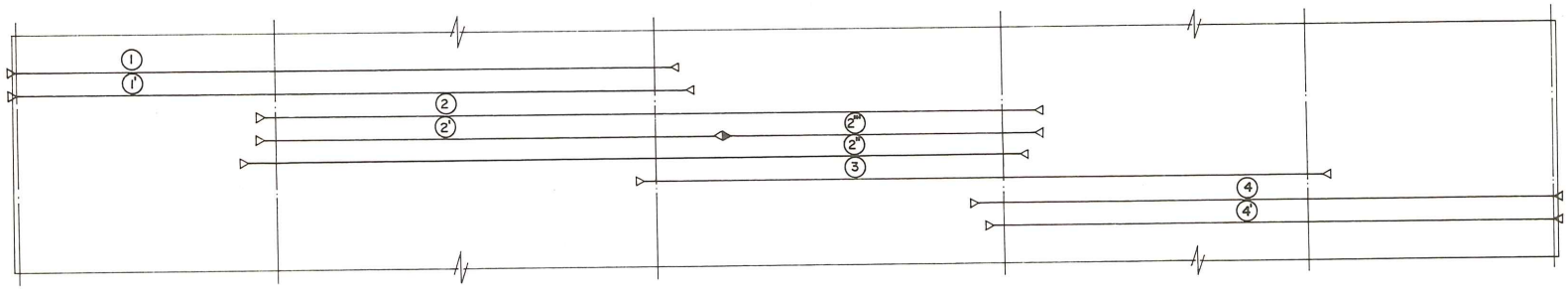
Fig. 24.

PUENTE A: ESQUEMA DE PRETENSADO

ALZADO



PLANTA



▷ ANCLAJE ACTIVO
▶ ANCLAJE PASIVO

COMPOSICION DE CABLES POR FAMILIAS

FAMILIA	1	6	CABLES
"	1'	6	"
"	2	3	"
"	2'	3	"
"	2''	6	"
"	2'''	3	"
"	3	6	"
"	4	6	"
"	4'	6	"

Fig. 25.

ta última. De esta forma se eliminaron los riesgos de aparición de coqueras, se redujeron los encofrados interiores y se mejoró la accesibilidad a las zonas de hormigonado más conflicti - vo.

En cuanto al pretensado dispuesto, ha venido condicionado por el proceso constructivo distinto, seguido en ambos puentes pues, mientras el puente "B" se ha cimbrado en su totalidad, el puente "A" se ha hormigonado en dos fases, en sentido longitudinal, estableciendo una junta de construcción en el vano central. Como consecuencia de ello, el primero de los puentes se pretensa con 21 cables de 18 torones de 1/2 pulgada, repartidos en siete familias. (Fig. 24), de las que 6 se anclan en los extremos del puente, y una sobre las pilas 1 y 3. En cambio, en el puente "A" el cableado es mucho más complicado: por un lado existen 15 cables distribuidos en 3 familias, que se tesan en la primera fase de hormigonado, de las cuales, una se prolonga en la segunda fase mediante acoplamientos de tipo fijo; en esta segunda fase se tesan 30 cables, distribuidos en 6 familias, de forma que ningún cable abarque más de dos vanos, con objeto de evitar las pérdidas de pretensado por acumulación de cambios de sentido de curvatura (Fig. 25). Esto se refleja en las cuantías de pretensado que son de 20,21 kg/m² de table - ro para el puente "B", y de 18,87 kg/m² de tablero para el puente "A". La secuencia de hormigonado seguida para el puente "A" ha obligado a dejar unas ventanas importantes en la losa superior de forjado, para tesar los cables de la segunda fase.

Con objeto de mantener una unidad de criterio en el diseño de las pilas de las estructuras de todo el enlace, éstas se han dispuesto con dos fustes cilíndricos circulares de 1,20 m de diámetro, separados 2,90 m entre ejes, (Fig. 26), cimentadas sobre pilotes de 1 m de diáme - tro.

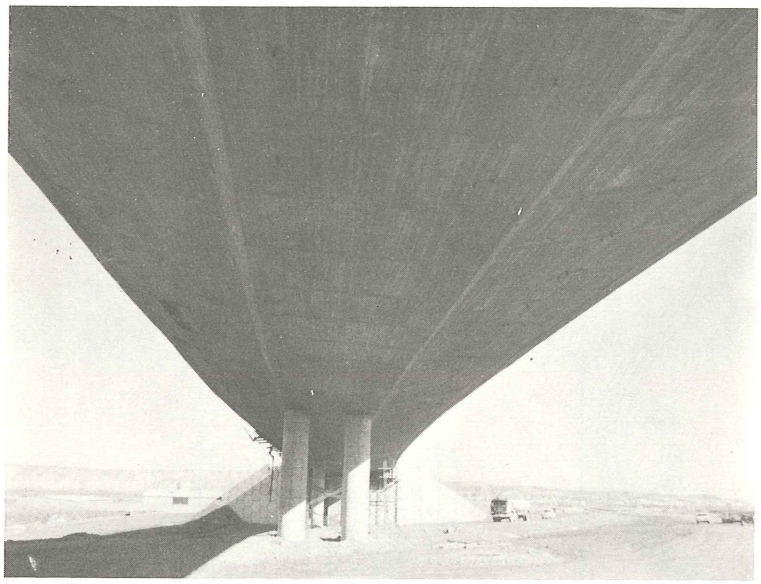


Fig. 26.

En los estribos, dada la mala calidad del terreno de cimentación y la altura de los terraplenes de acceso, se ha independizado la cimentación propia del tablero, de la contención de las tierras del relleno, disponiéndose para aquélla tabiques prismáticos de 4,00 x 1,30 m, cimentados sobre pilotes de 1 m de diámetro, y para la contención de las tierras, muros de tierra armada, con aletas a 45° (Figs. 27, 28 y 29).

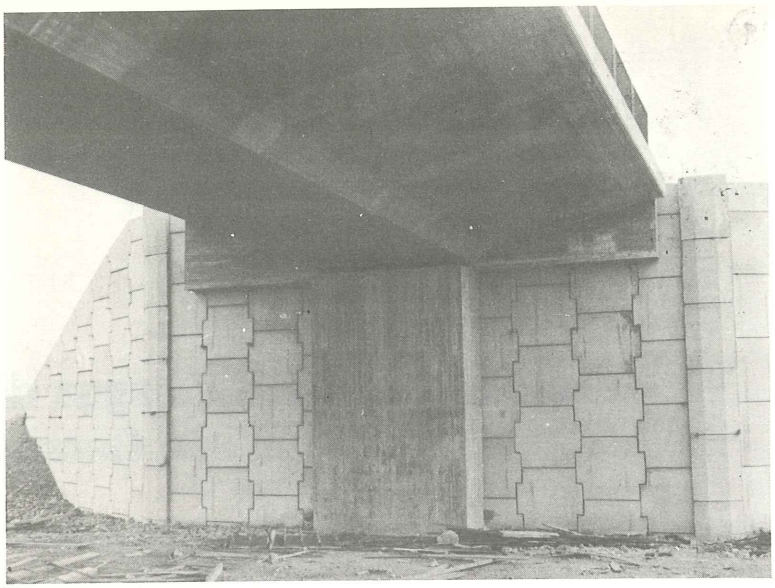


Fig. 27.

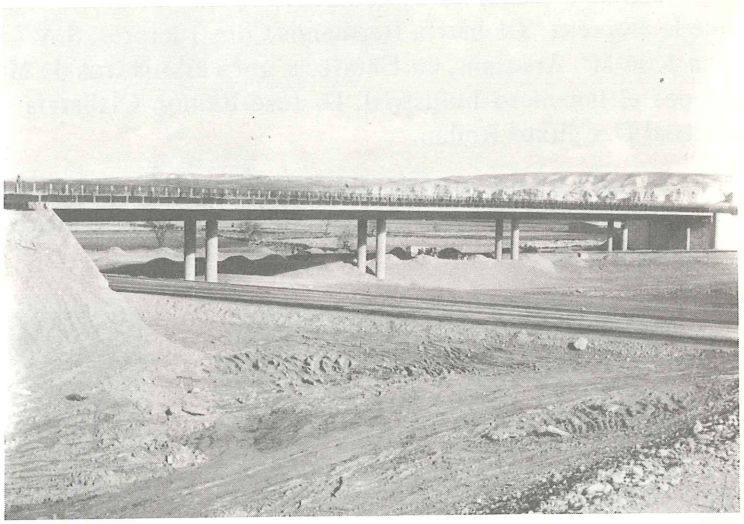


Fig. 28.

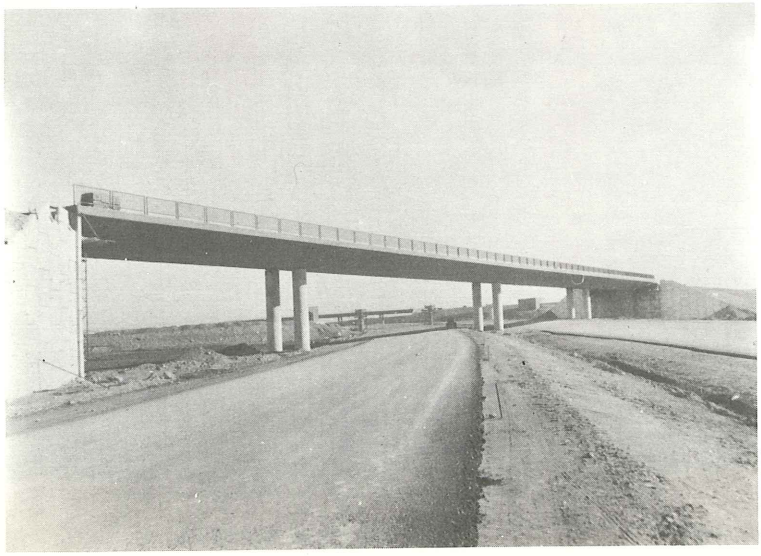


Fig. 29.

Depósito elevado de agua de 3.600 m^3 en Getafe.

Angel Murciano y J.R. Olabarría

Vamos a comentar rápidamente algunas características de un depósito elevado de agua, que la empresa "Olabarría Hermanos Constructores, S.A." acaba de construir para la siderúrgica José Mª Aristrain, en Getafe, a unos kilómetros de Madrid. El proyecto ha sido realizado por el Ingeniero Industrial, D. José Ramón Olabarría y la dirección por el Ingeniero Industrial D. Calixto Rollan.

Se trata de un segundo depósito elevado para agua de refrigeración, con una capacidad de 3.600 m^3 y destinado a cubrir las nuevas necesidades de la ampliación y modificación de los hornos (Fig. 1).

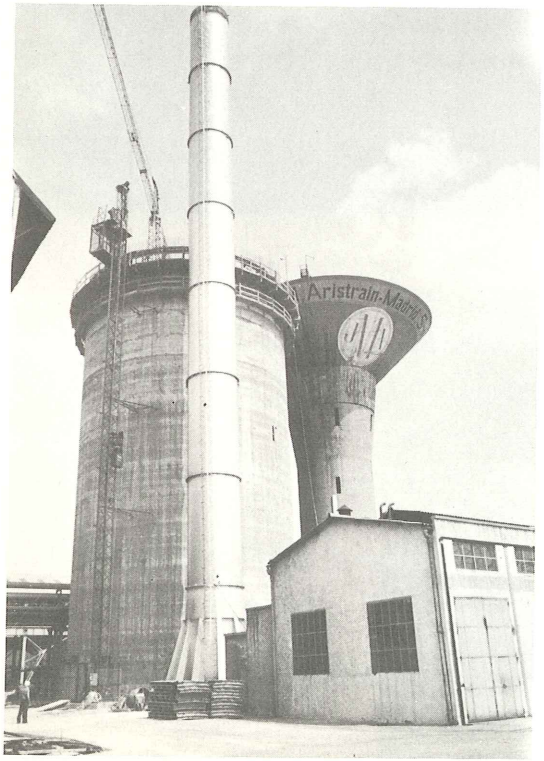


Fig. 1.– Vista del depósito cilíndrico.

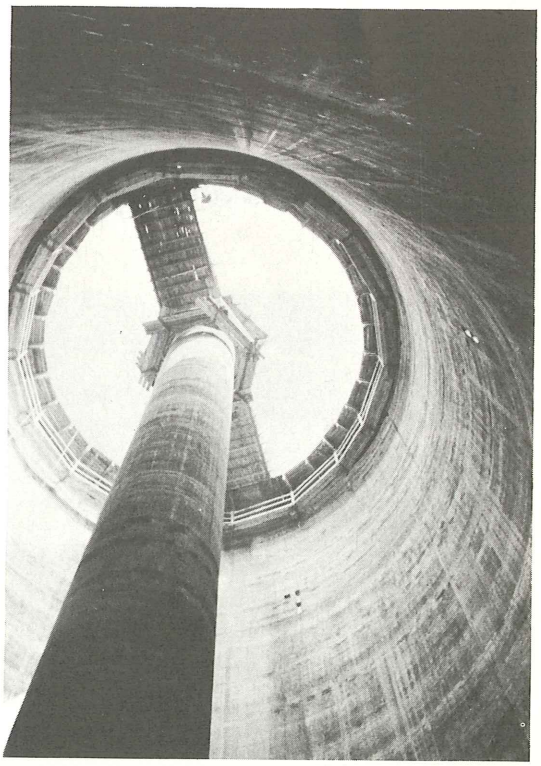


Fig. 2. Encofrado deslizante interior.



Fig. 3.— Cilindro interior y exterior.

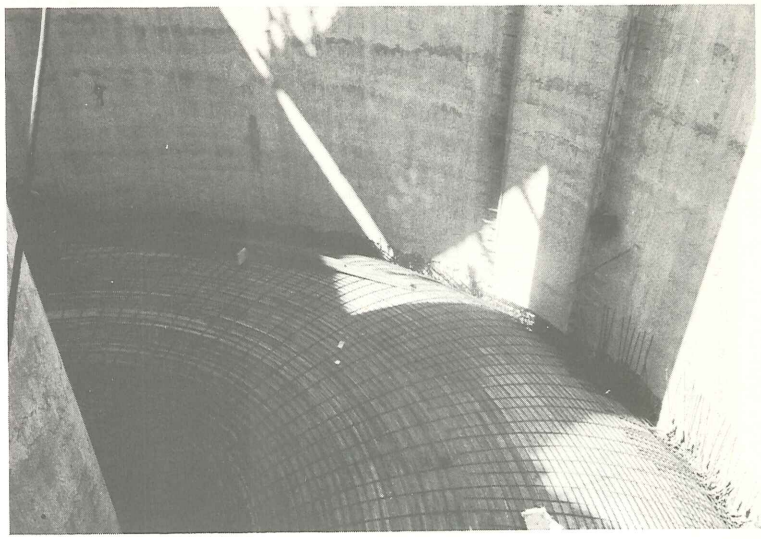


Fig. 4.— Cúpula tórica del fondo.

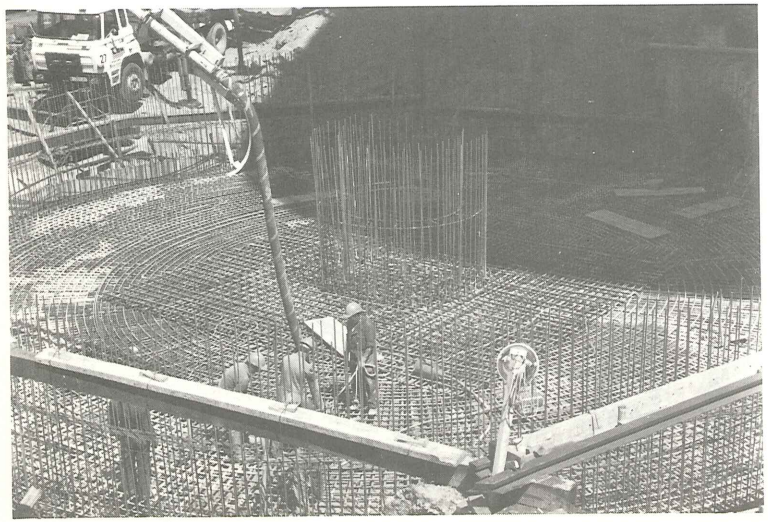


Fig. 5.— Armaduras de la cimentación.

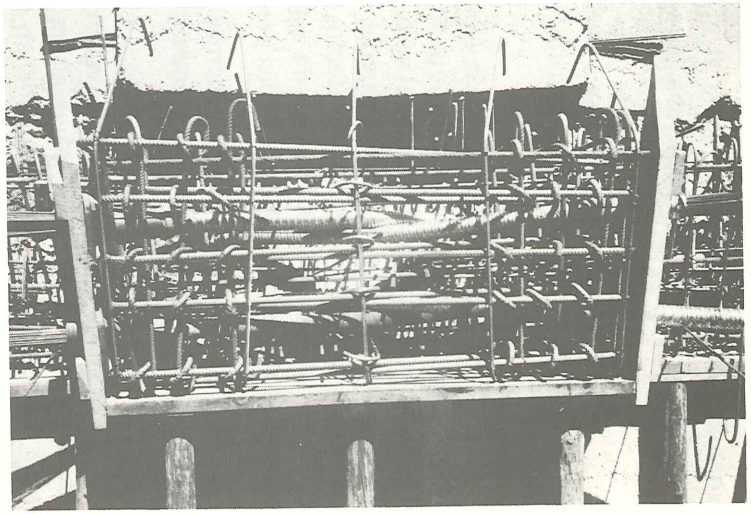


Fig. 6.— Detalle de armaduras de pretensado.

El imperativo de un mínimo de presión hidráulica, condicionaba una cota inferior del volumen líquido de 34 m. sobre el nivel del suelo, al mismo tiempo que la necesidad del bombeo en el llenado aconsejaba no sobrepasar una cota de la superficie del líquido de + 50.

Se tanteó primeramente una solución estructural que era una homotecia de las formas de un primer depósito vecino, con fuste cilíndrico y copa en tronco de cono invertido, para 1.900 m^3.

Dado lo apretado del plazo de ejecución, por la urgencia en poner en servicio las instalaciones de los hornos, se adoptó una segunda solución, consistente en un simple cilindro de 18,20 m de diámetro, formando el vaso entre las cotas + 34 y + 51. La sencillez del proceso constructivo, ya que todas las paredes se realizaban con encofrados deslizantes, permitían pensar en cumplir los plazos. En efecto, la obra se empezó el 17 de Abril de 1978 y se terminó el 15 de Julio de 1978, plazo de ejecución de 3 meses, a pesar de las fortísimas tormentas que azotaron Madrid, en la época precisa del deslizamiento (Fig. 2).

Dentro de esa tipología estructural, se buscó obtener la mayor esbeltez posible del cilindro, eligiéndose el mínimo diámetro posible y los 16 m máximos de profundidad del agua.

El depósito consiste pues, en un primer cilindro exterior, de 18,20 m de diámetro y 25 cm de espesor de pared, con una altura de 51 m y un segundo cilindro concéntrico de 2,90 m de diámetro y 35 cm de espesor, en el cual se alojan tuberías y escaleras metálicas de acceso a la parte superior del vaso (Fig. 3).

Existe una escalera de caracol exterior a este cilindro para acceso hasta la cota + 32 y de la cota + 32 a la + 51 se asciende por una escalera de pates interior, con un descansillo intermedio. Existe otra escalera de pates para descender dentro del depósito de la cota + 51 a la + 34.

Como cierre de fondo se proyectó una cúpula tórica de 25 cm de espesor, empotrada a través de sendos anillos en los dos cilindros mencionados, a la cota + 34. La carga de agua sobre la cúpula de fondo es así de 17 metros (Fig. 4).

La cimentación, asentada directamente sobre el suelo a la cota – 4,00, está formada por una placa circular de 19,20 m de diámetro y 1,40 m de espesor, armada con dos familias de barras, una radial y la otra circular, en doble capa (Fig. 5).

La parte pretensada del depósito es solamente los 17 m superiores del cilindro exterior, sometidos a tracción por el empuje del agua. Este pretensado está formado por tendones de 6 a 3 alambres de 7 mm alojados en vainas en el interior de la pared, con un desarrollo de media circunferencia alternativos, como es habitual (Fig. 6). Los anclajes se sitúan en recrecimientos de la pared, a partir de la cota + 34 hasta la + 51, formando cuatro tabiques, deslizados simultáneamente con el cilindro (Fig. 7). Cabe destacar que estos tabiques y por consiguiente los anclajes están situados en el interior. Esta particularidad, digamos de tipo estético, exigió una cuidada protección de los anclajes contra la corrosión al estar en la zona mojada. Se utilizó pintura y mortero de expoxi.

Se aplicó un pretensado tal que mantuviese una compresión de 10 Kg/cm^2, en la parte más desfavorable, bajo el empuje del agua y luego de producirse todas las pérdidas diferidas de tensión.

El anillo exterior de apoyo de la cúpula, sometido a tracción, se ha pretensado con 4 tendones de 31 alambres de 7 mm. Todo el pretensado del depósito se ha realizado con el sistema Stronghold. Para los encofrados deslizantes se utilizaron los equipos Byggins.

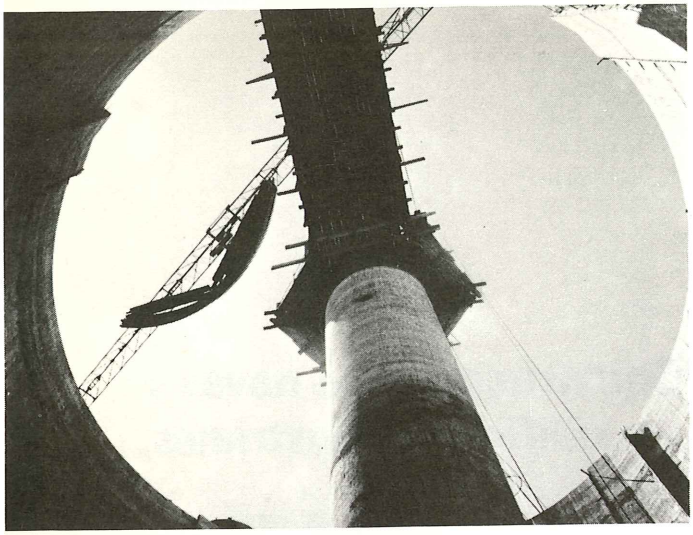


Fig. 7.– Recrecimientos en la pared del depósito para fijar las armaduras de pretensado.

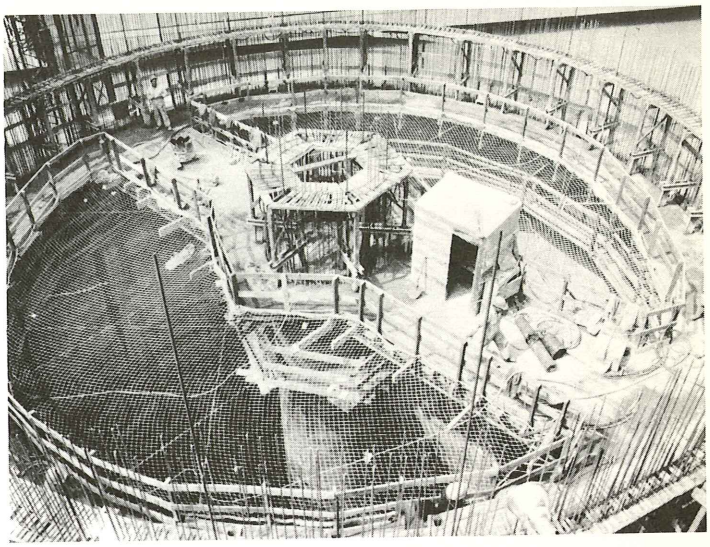


Fig. 8.– Plataforma del encofrado deslizante.

Las tensiones máximas de compresión, en la cúpula tórica alcanzaron los 68 Kg/cm^2. Se utilizó un H 325 en todos los hormigones por encima de la cota + 33, comienzo de los anillos, cúpula y vaso.

Cabe mencionar el hecho de que el deslizamiento de los dos cilindros concéntricos se ha realizado con una sola plataforma e ininterrumpidamente, pasando a través de una plataforma diametral que unía los dos cilindros. De ésta manera se reducía sensiblemente el plazo al posponerse la construcción de la cúpula de fondo para después de terminado todo el deslizamiento. Esta exigencia de rendimiento obligó a realizar una junta de hormigonado muy cuidada entre la pared de los cilindros y los anillos correspondientes de la cúpula (Fig. 8).

Estas juntas, que son bandas circulares de 1 m de altura, se prepararon de forma que alojasen las armaduras en espera y permitiesen el paso de los encofrados deslizantes. Se utilizaron placas de porexpan de 4 cms. de espesor que permitian situar las esperas y constituirían luego, al ser retiradas, un resalto en la superficie.

Las esperas eran todas de acero dulce y pequeño diámetro, para soportar correctamente el plegado y desplegado.

Una vez terminado el deslizamiento, se abren las esperas, se ferralla la cúpula y los anillos y se hormigonan éstos simultaneamente.

La junta que comentamos está situada en un punto crítico de la estructura, con cortantes y empujes máximos. Además, la máxima presión hidráulica que allí existe, aumenta el riesgo de fugas del agua.

Por éstas razones, además del cosido de la junta por las esperas mencionadas, se aplicó otro formado por barras cortas Dywidag introducidas y tesadas al final en tubos dejados al efecto. Se prefirió el sistema Dywidag para reducir las pérdidas en cuñas, muy importantes en cables tan cortos. Con este pretensado se redujo notablemente la oblicuidad del empuje de la cúpula contra el cilindro.

Construcción de naves y edificios industriales.

G. Lozano Apolo
Dr. Ingeniero y Arq. Técnico

El tema de la presente comunicación, última de esta IX ASAMBLEA de la ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA del PRETENSADO se refiere a la construcción industrializada de naves mediante elementos prefabricados.

El sistema se ha utilizado también en la construcción de estructuras de colegios y edificios industriales.

En cuanto a su contenido, se inicia con la descripción de los elementos componentes, para pasar a continuación a las soluciones de unión entre éstos. Por último, se hará una exposición del proceso de montaje. Todo ello de forma muy breve a fin de encajar en los quince minutos que se me han asignado.

El objetivo de la charla, habida cuenta que el procedimiento no ofrece apenas novedad, no es otro que abundar en las posibilidades del hormigón, especialmente del hormigón pretensado, en el campo de la construcción industrial, campo que hasta hace muy pocos años era de competencia exclusiva de la construcción metálica.

Para cubrir las necesidades de este campo de modo racional y competitivo, la firma que represento, dispone de tres series de naves.

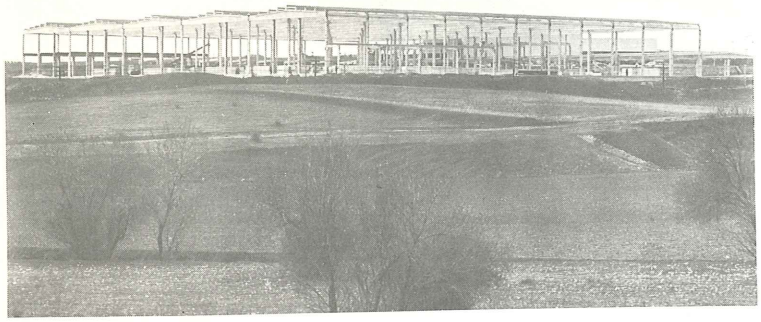
La más simple denominada serie AGRO, se destina principalmente a refugios para el ganado. Sus entramados están compuestos de dos semi-pórticos en forma de L triarticulados en cumbrera y pies. Su luz máxima es tan sólo de 13 m.

Para naves de tipo medio, concretamente de hasta 21 m. y sin grandes esfuerzos horizontales ni puentes grúas, se emplea la segunda serie, denominada LAMBDA por la tipología de sus pórticos empotrados en la base, y atornillados en la unión soporte-jácena.

Los tipos citados anteriormente se construyen en hormigón armado, por lo que la comunicación se reduce al tercer tipo, denominado serie INDUS, fabricado en hormigón pretensado y destinado con preferencia a naves de hasta 30 m de luz. También se han construido, como ya se dijo, edificios escolares e industriales.

Los elementos de que consta el entramado se representan en las fotografías y son: pilares, vigas de inercia variable, vigas de inercia constante y correas.

En el caso de edificios industriales y docentes, además de los soportes y vigas citados, el



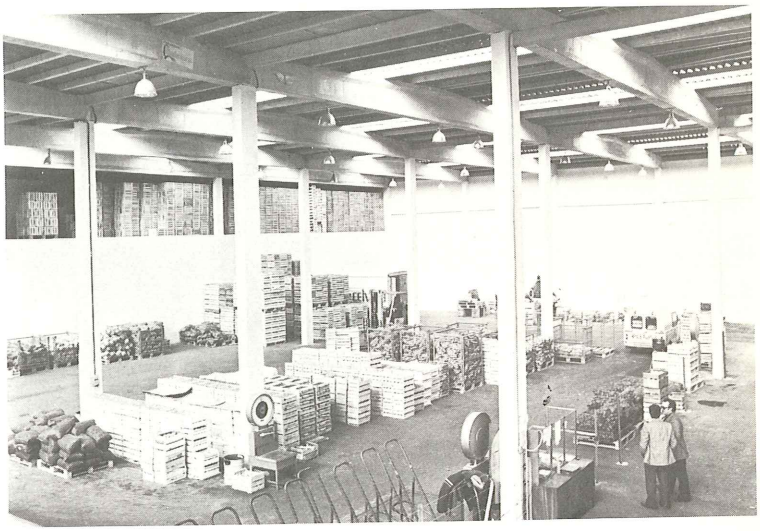


Fig. 2.



Fig. 3.

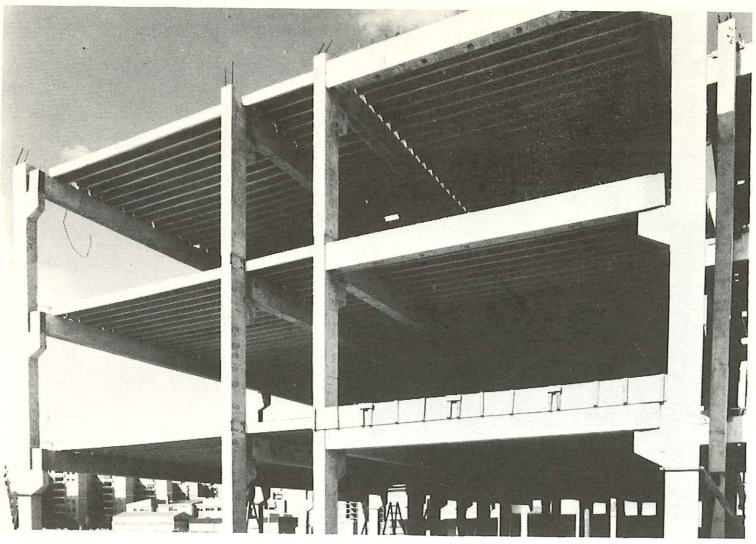


Fig. 4.



Fig. 5.

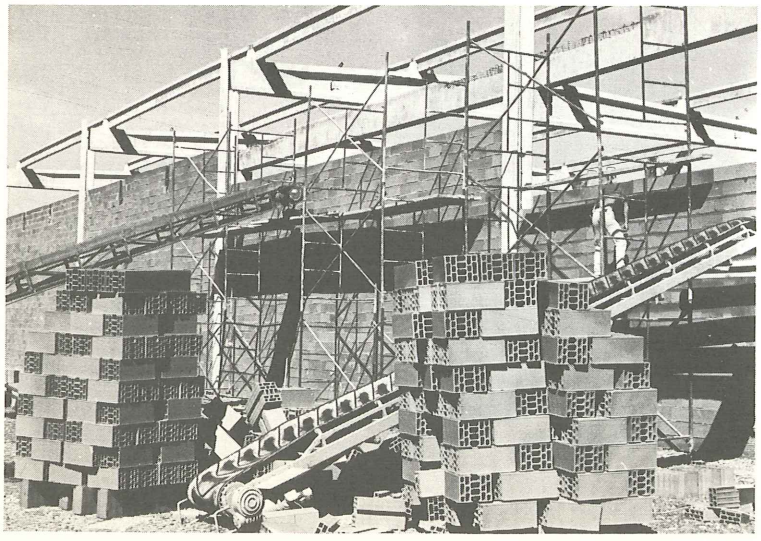


Fig. 6.

sistema se complementa con paneles TT. En ambos casos y ya como elementos secundarios, se prefabrican también los paneles de cerramiento.

La longitud de los SOPORTES, puede elegirse a voluntad de acuerdo con las necesidades de proyecto. Su armado es, asimismo, variable en función de las solicitaciones a que están sometidos.

Se fabrican con secciones de forma rectangular o en H.

Los primeros están indicados en la carrera común de naves múltiples y en carreras de fachada con cerramiento a paño con sus caras.

En una de ellas es posible la disposición de tantas ménsulas como se desee, en número y en posición, mientras que en la opuesta sólo es posible la existencia de una al mismo o a distinto nivel que las anteriores. Así es factible la disposición de uno o más puentes grúas, el apoyo de vigas en dichas ménsulas, la construcción de naves gemelas a distinta cota, naves de distinta altura, etc.

Los pilares de sección en H se caracterizan:

1º Por disponer en sus caras laterales de dos escotaduras a fin de encastrar en ellas los cerramientos, bien de tipo prefabricado o "in situ".

2º Por llevar en su cabeza un rebaje para apoyo de las jácenas, rebaje que puede verse, en la coronación del pie derecho.

3º Por presentar una cara vista a fachada perfectamente terminada. En la fotografía, se aprecia el encastre del cerramiento en el soporte y la cara vista perfectamente acabada.

En su cara interior pueden disponer de una o más ménsulas a la cota que se desee y, de esta forma, es posible la existencia de uno o más puentes grúa, el apoyo de elementos intermedios, etc.

LAS VIGAS DE INERCIA VARIABLE, conocidas comercialmente con el nombre de VIGAS I.V. o INDUS, tienen una pendiente de tan sólo el 5 por 100, pendiente que puede incrementarse con la adición de enanos en apoyo de correas.

La sección central es de doble I, sección que en apoyos y para incrementar la contribución a cortante se transforma a través de una zona intermedia de transición, en sección rectangular.

Se fabrican en longitudes que van desde los 12 a 30 m de luz.

Longitudinalmente disponen de cordones de 1/2" como armaduras activas y de barras porta-estribos y de piel en armadura pasiva.

Existe también una versión de sección en T con la que sólo es posible llegar a los 21 m de luz, pero que simplifica el molde y la fabricación, al no necesitar apertura en la fase de extracción.

En la cobertura de naves con pendiente única y en vigas carrileras se emplean JACENAS DE SECCION TRAPECIAL, prefabricadas también en hormigón pretensado, denominadas VIGAS P.F.

Pueden disponerse como isostáticas y también en continuidad para lo cual se funde en obra la parte superior de la viga correspondiente a la zona de momentos negativos.

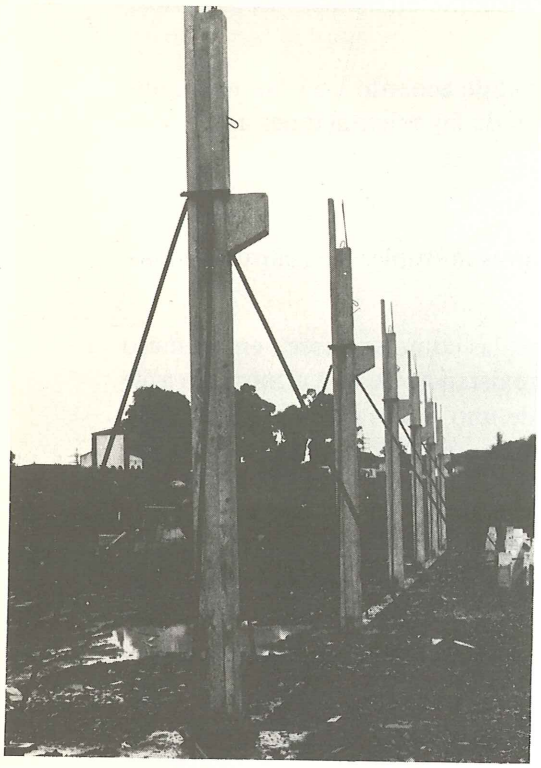


Fig. 7.

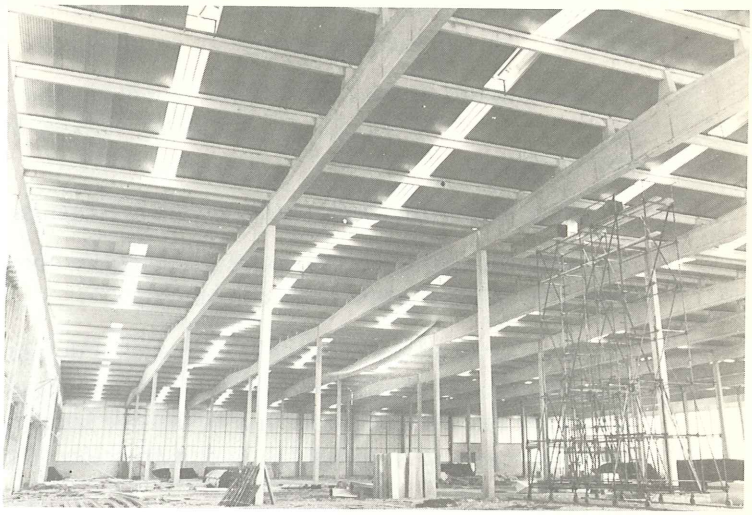


Fig. 8.



Fig. 9.

Van armadas longitudinalmente con cordones de 1/2" y con barras porta-estribos. La armadura transversal se obtiene de una malla electrosoldada, proveniente de rollos, convenientemente cortada y doblada.

Con separaciones entre pórticos de hasta 6 m y con placas de fibrocemento normales, las CORREAS tienen sección rectangular a fin de facilitar su fabricación.

En interejes de pórticos superiores, (de 10 a 12 m), y con placas de fibrocemento de gran luz (tipo canalonda), las correas tienen sección en T. Sus armaduras activas son también cordones de 1/2".

Los CERRAMIENTOS, pueden construirse "in situ" con bloques de hormigón, cerá-



Fig. 10.



Fig. 11.

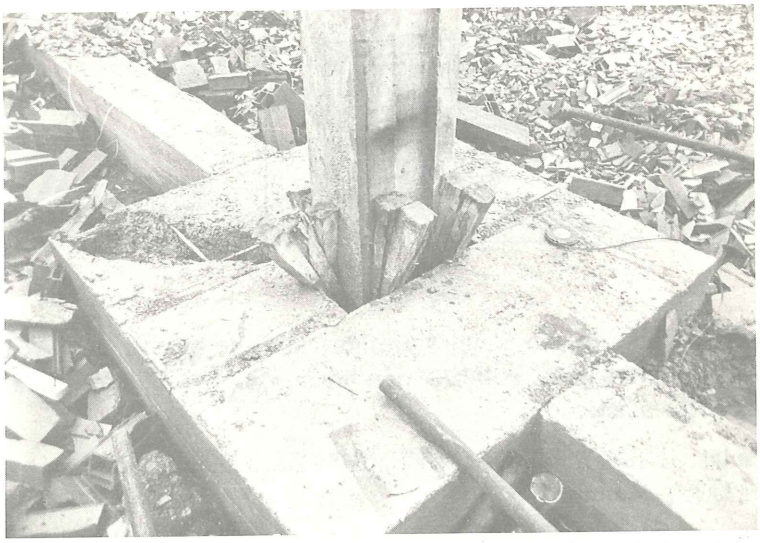
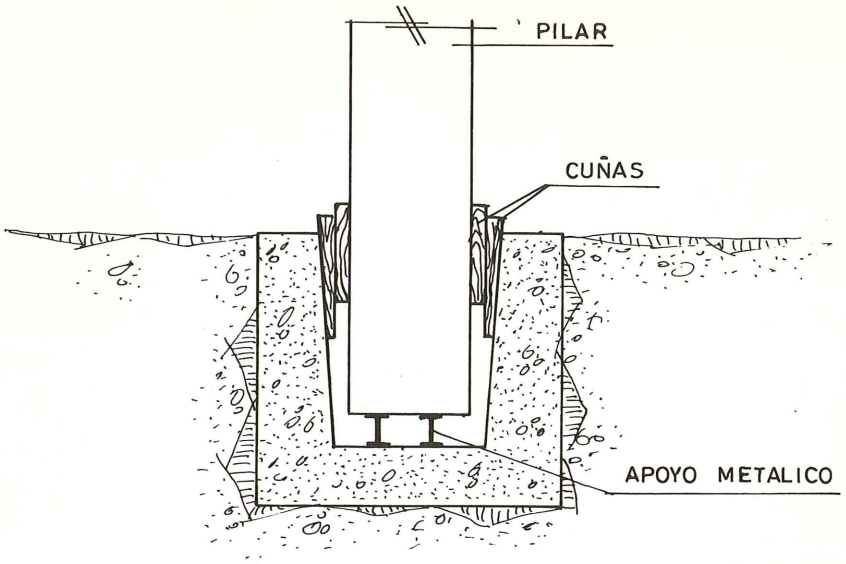


Fig. 12.



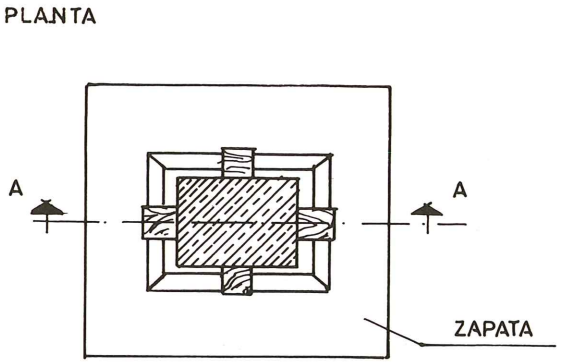


Fig. 13.

micos o bien industrialmente con paneles prefabricados de sección en U o TT. Los nervios vistos hacia el exterior y el juego de sombras dan lugar como puede verse en la fotografía a paramentos de gran efecto plástico.

Respecto a las UNIONES ENTRE ELEMENTOS, existe un gran número de soluciones sancionadas por la experiencia.

De entre ellas se han preferido las recomendadas por el INSTITUTO NORTEAMERICANO del HORMIGON PRETENSADO, publicadas hace unos años en la revista de nuestra asociación.

Las uniones más características en la construcción de naves son:

UNION ZAPATA-PILAR
UNION PILAR-JACENA
UNION PILAR-VIGA CARRILERA
UNION JACENA-CORREA

La unión ZAPATA-PILAR, y dado que en la mayoría de los casos es necesario transmi-

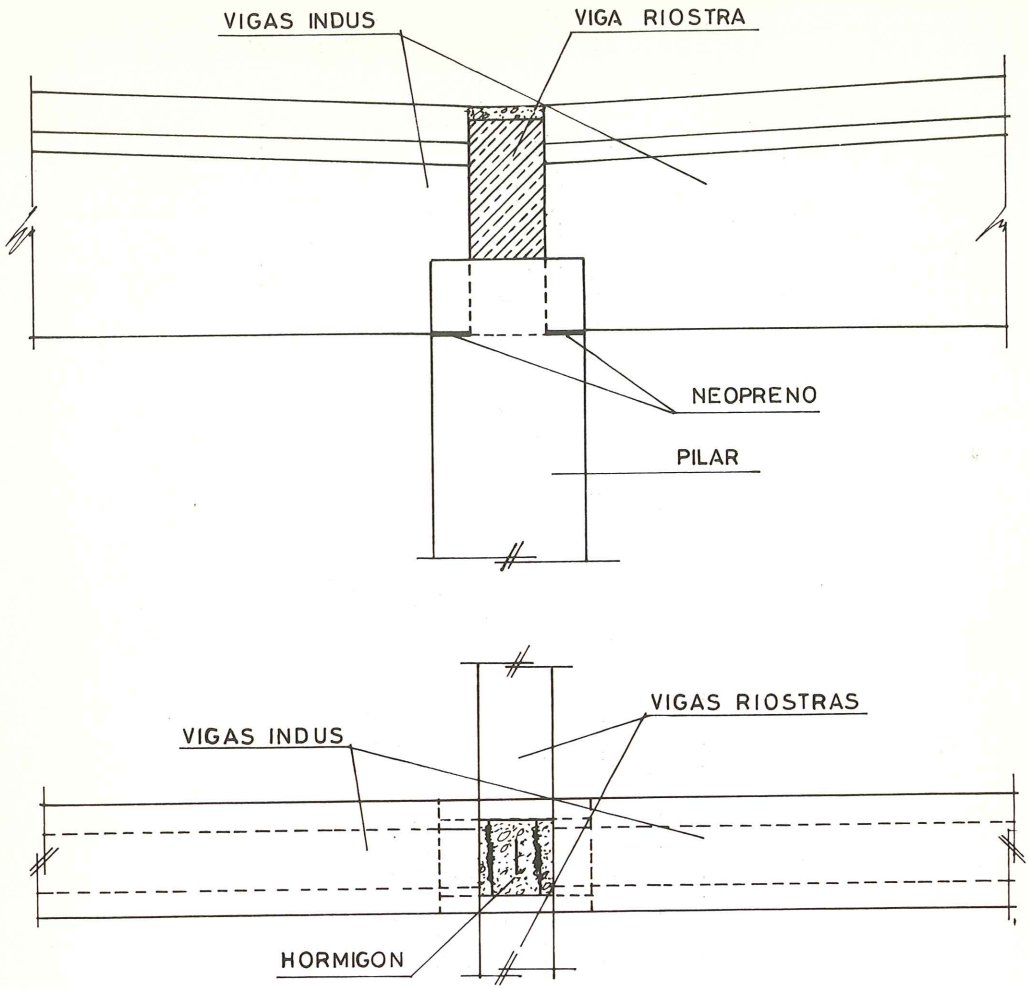

VIGAS INDUS
VIGA RIOSTRA
NEOPRENO
PILAR
VIGAS RIOSTRAS
VIGAS INDUS
HORMIGON

Fig. 14.

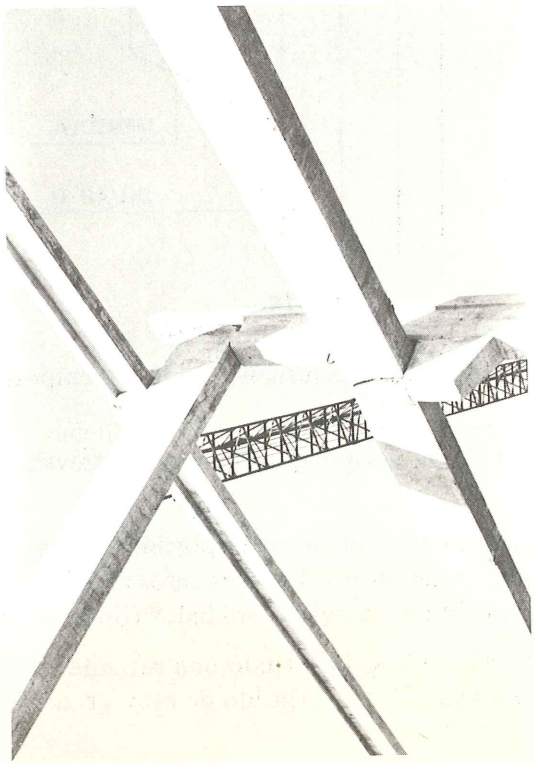


Fig. 15.

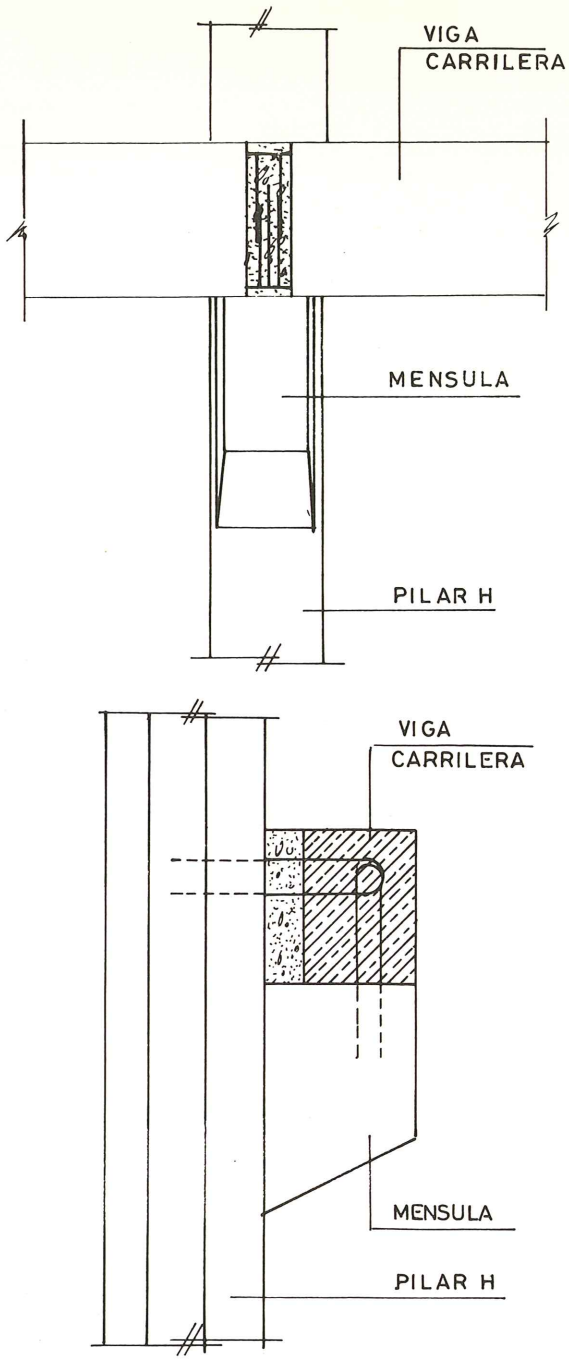


Fig. 16.

tir a la cimentación fuertes momentos se resuelve mediante empotramiento, con la unión TIPO CB-5.

En esencia consiste en alojar el soporte en un cajetín previsto en la zapata con relleno posterior de hormigón.

Se han realizado otras uniones cuando no es posible la formación del cajetín, por ejemplo en pilares sobre coronación de muros. En tales casos el enlace se resuelve con armaduras salientes (tipo CB-4), o también con angulares soldados (tipo CB-2).

En la unión PILAR-JACENA, se ha elegido una variante de la BC-7, mejorada en el caso de pilares rectangulares y vigas T, en el sentido de preveer una escotadura para alojamien-

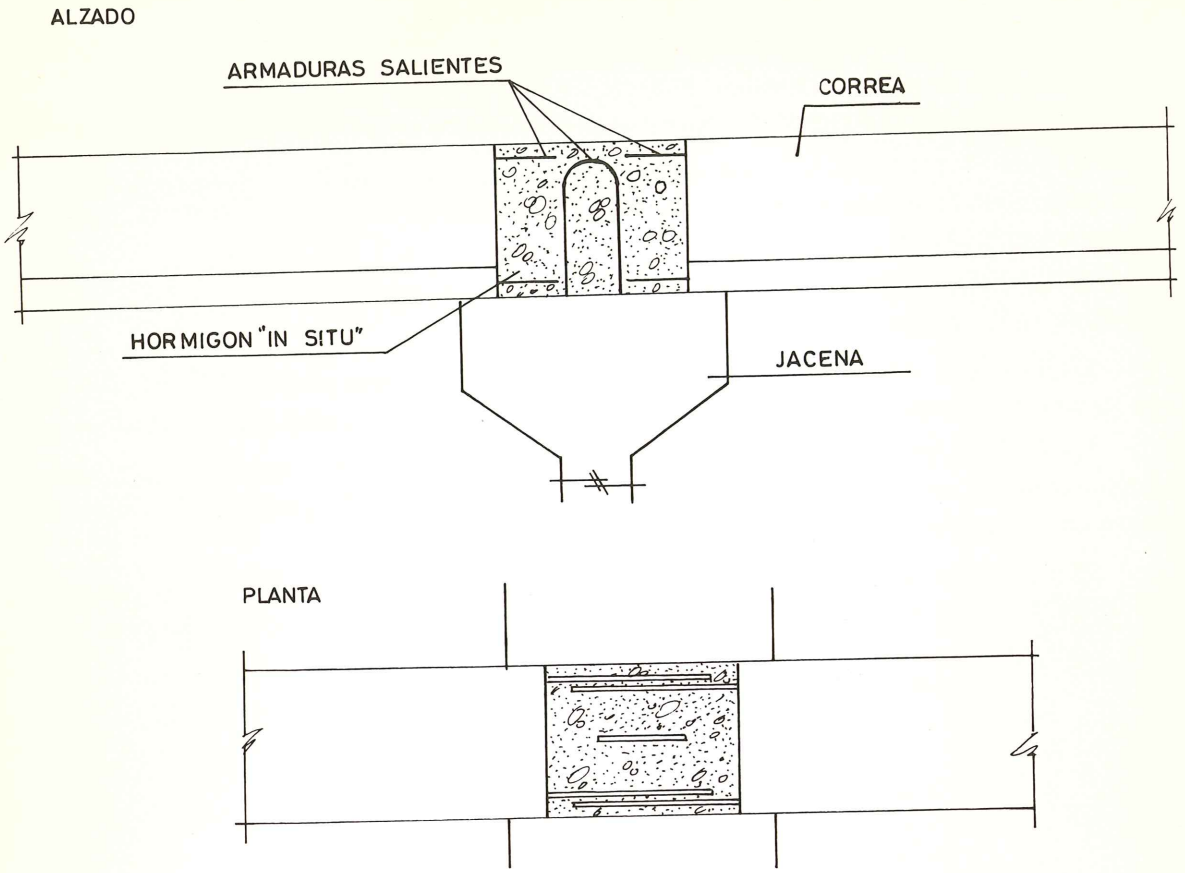

ALZADO
ARMADURAS SALIENTES
CORREA
HORMIGON "IN SITU"
JACENA
PLANTA

Fig. 17.

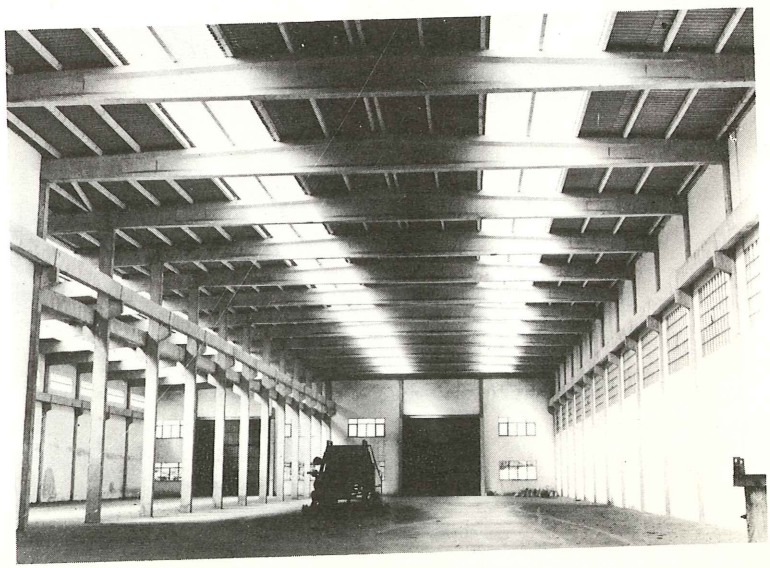


Fig. 18.

to de las jácenas y la colocación de hormigón "in situ" en el hueco existente entre ellas y las vigas riostras. Se garantiza así un mejor comportamiento frente a las acciones horizontales.

En el caso de pilares H la unión incluye también el atado con el cerramiento de paneles prefabricados o con el zuncho correspondiente al cierre.

La unión PILAR-VIGA CARRILERA, es una variante de la BC-6, correspondiente al enlace entre vigas continuas en la que se incluyen armaduras de unión al pilar a fin de absorber empujes horizontales.

En la unión JACENA-CORREA, se adopta la solución tipo BG-5 con empalmes por solapo dentro del ancho de la viga.

Dicha unión y la disposición en continuidad de las correas permite la consideración de la cubierta a modo de viga Vierendel y su contribución frente a empujes horizontales.

La PUESTA EN OBRA de los PILARES se realiza a través del gancho de elevación existente en cabeza, en el caso de pilares de poca esbeltez y también por ganchos adicionales intermedios con pilares esbeltos.

El pie derecho se sitúa dentro del cajetín, apoyado sobre un casquillo que garantice separación del fondo y su posterior envuelta en hormigón.

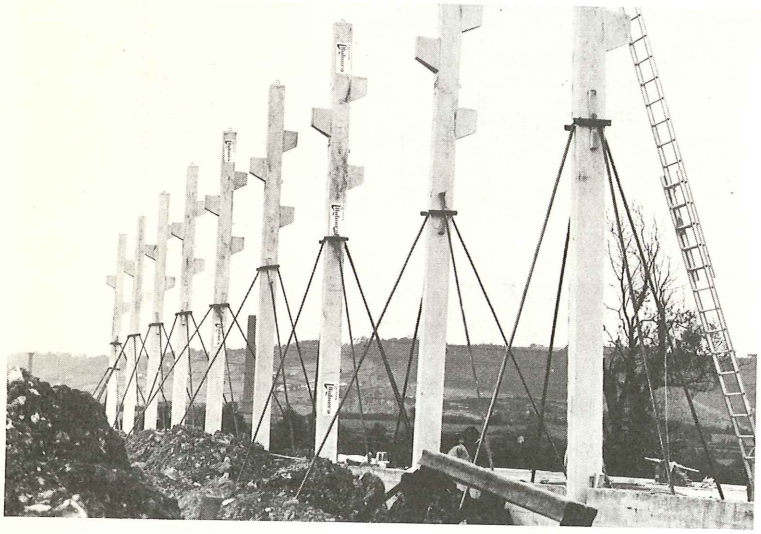


Fig. 19.

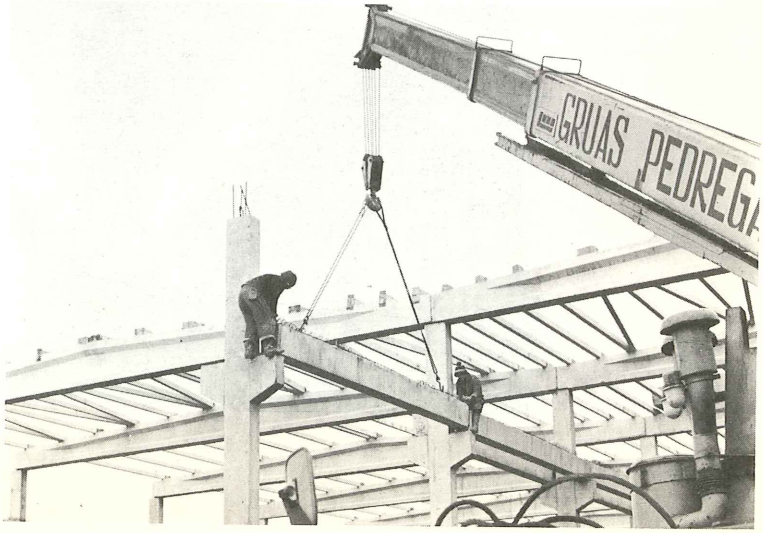


Fig. 20.

La nivelación se logra por apeado a través de puntales telescópicos para proceder seguidamente al acuñado.

Finalmente se hormigona el hueco existente entre zapata y pilar.

La flexibilidad de los pilares largos, o que soportan varios elementos, obliga en ocasiones a más de un aplomado por lo que el hormigonado de la base no debe hacerse hasta finalizado el montaje.

En la PUESTA EN OBRA DE LAS JACENAS, las vigas y en general los elementos horizontales, se elevan a través de ganchos de elevación bien directamente en el caso de piezas cortas o con la ayuda de balancines cuando la longitud de éstas es elevada.

De acuerdo con la cabeza del pilar, la viga puede enhebrarse a través de tubos cameros existentes en ella a armaduras salientes de aquél o alojarse en escotaduras o soldarse a placas dispuestas a tal efecto, etc.

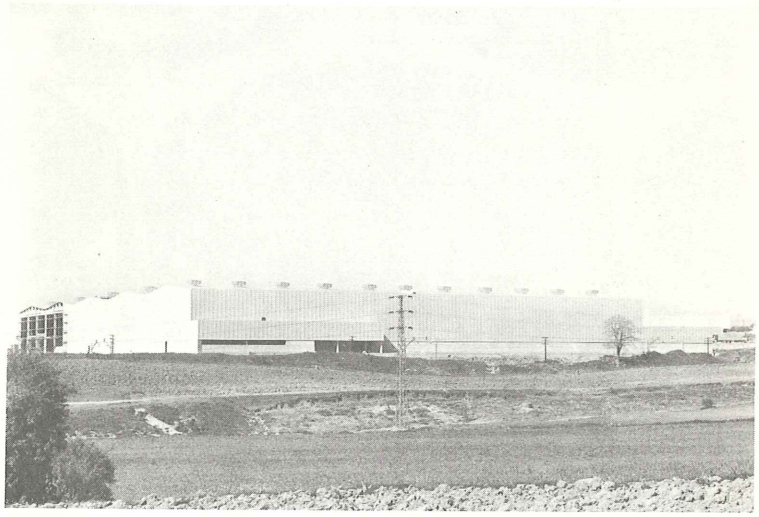


Fig. 21.

De existir unión hormigonada en obra, se procede previamente al solapo, ferrallado de zonas de momentos negativos o soldadura de la unión.

Lo mismo puede decirse de los restantes elementos horizontales que por la simplicidad de su montaje y puesta en obra no merecen más comentario.

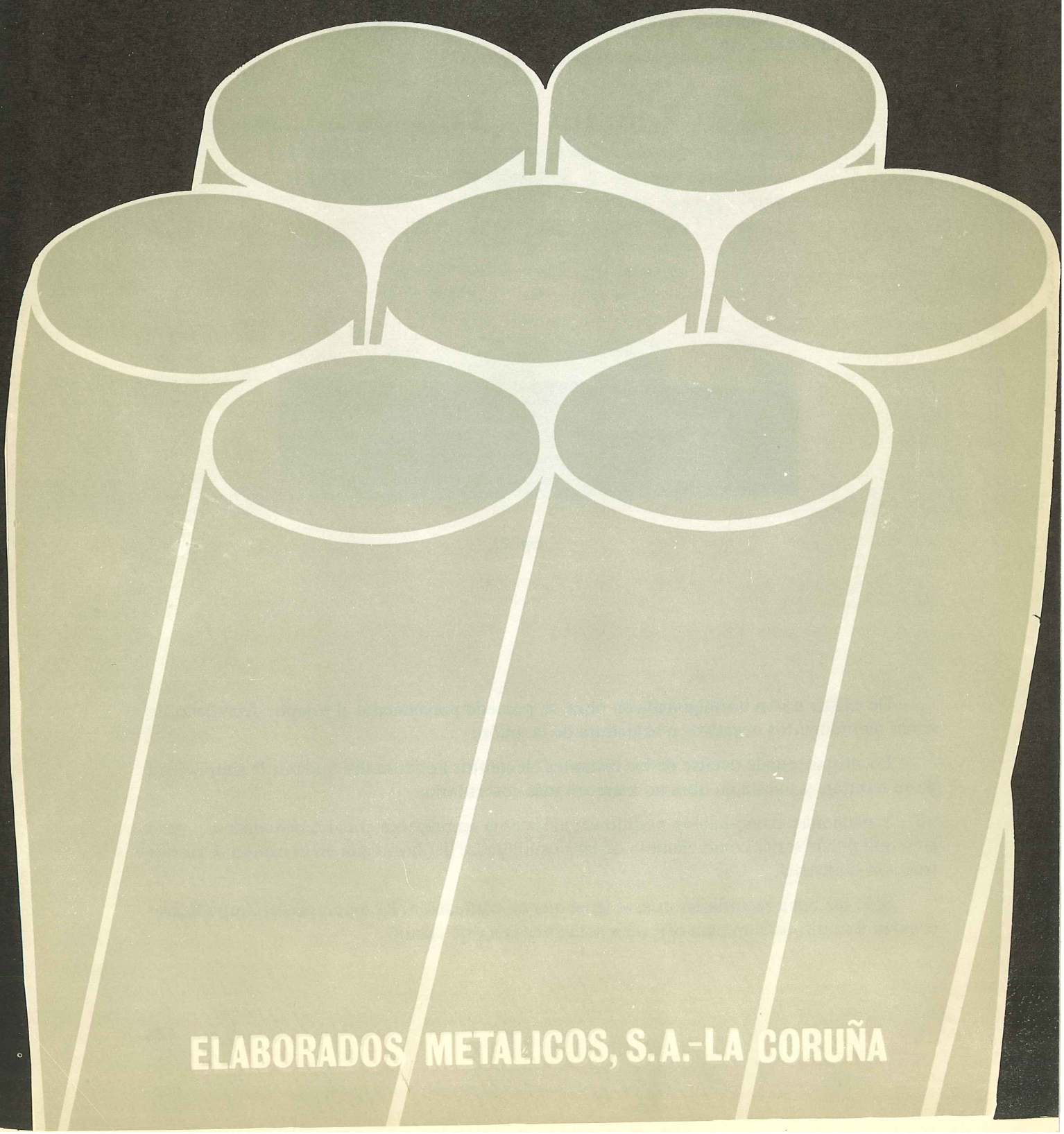
Y nada más; como habrán podido ver el sistema no presenta grandes novedades, pero creo que puede servir como ejemplo de las posibilidades del hormigón en el campo de la construcción industrial.

Sólo me resta recordarles que, al igual que en edificación, las empresas del Grupo Rubiera están a su disposición para ofrecerle soluciones en este campo.

EMESA

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

TERMOESTABLE



ELABORADOS METALICOS, S.A.-LA CORUÑA

Discurso de clausura de la IX Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.

F. Arredondo y Verdú
Presidente de la A.T.E.P.

Con esta Sesión solemne damos fín a esta IX Asamblea Nacional de la Asociación Técnica Española del Pretensado.

Lo que para el Profesor Torroja, en el momento de la inauguración, era una esperanza, ha cristalizado en una espléndida realidad.

Numerosas comunicaciones y de alto interés se han desgranado a lo largo de estos días, en una clara demostración de que la A.T.E.P. cumple sus fines.

En el primer tema, "Investigaciones y estudios", se ha comprobado que nuestros investigadores y estudiosos continúan su paciente y continuada marcha en busca del futuro. Si no tienen la túnica llena de estrellas y el capirote con que se representaba a los alquimistas y magos de nuestra Edad Media, no les falta la curiosidad insaciable, la dedicación constante y, por supuesto, un amplio espectro de conocimientos indispensables para realizar su tarea.

El investigador realiza esta tarea, siente la interna satisfacción de haber llegado a un resultado nuevo, de conocer algo que antes no se conocía, de haber desbrozado un intrincado problema. Pero el investigador no es un avaro que guarda debajo de un ladrillo el capital adquirido; al lado de esa satisfacción del nuevo conocimiento, siente también la satisfacción de poderlo contar a las personas que le pueden comprender y a quienes puede aprovechar lo que él ha estudiado.

De ahí el elevado número de comunicaciones que hemos escuchado con indudable atención y, estoy seguro, que cosas de las que aquí se han dicho servirán a algunos como puntos de meditación para proseguir el incesante avance de esta técnica, principio y fundamento de nuestra Asociación.

Quedan indudablemente muchas lagunas; quedan muchas cosas por saber; y hay que dejar que esos investigadores continúen su labor y vuelquen en el pretensado su saber, su atención, su entusiasmo, sus desvelos, sus manías... Sí, sus manías; y digo ésto pensando en aquella frase que dice que para ser un buen investigador no es estrictamente necesario estar loco, pero ayuda mucho.

Un hecho importante se ha producido en el país, en el campo del pretensado, desde la última Asamblea, y éste ha sido la publicación de la primera Instrucción española para el hormigón pretensado.

Graves y sesudos varones han estudiado esta Instrucción durante años y por fín la Instrucción vió la luz; y aunque todavía no es de obligado cumplimiento, muy pronto lo será, y naturalmente ya está siendo usada.

Existe un aforismo muy conocido en los ambientes docentes que dice que el alumno no ve la dificultad de un problema hasta que no se pone a resolverlo. Aquí no tratamos de alumnos sino de profesionales distinguidos e ilustres; pero la validez del aforismo persiste. Y así, aquí se ha puesto de manifiesto que en la Instrucción del pretensado existen lagunas, existen problemas pocos claros y existen, tal vez, incongruencias con otra legislación relativa a aspectos parciales de la técnica del pretensado.

A pesar de estos pequeños defectos, que estoy convencido que la Comisión Permanente del Hormigón agradece que se le manifiesten, creo que debemos felicitarnos por la aparición de esta Instrucción, que viene a llenar un hueco y cuya necesidad era ampliamente sentida.

Es cierto que siempre es divertido criticar la ley y que es un auténtico placer de dioses tirarle piedras a la legislación; pero no es ese el motivo que ha movido a los numerosos comunicantes. Hemos escuchado objeciones a la Instrucción, bien fundadas, sólidamente razonadas y documentalmente defendidas. Ahora la Comisión Permanente del Hormigón tiene la palabra. Y tiene la palabra también en un tema que ha quedado extraordinariamente claro, como es la ausencia de normas para centrales nucleares y, salvo el mejor parecer de las autoridades competentes, este vacío debe llenarse pronto.

En el aspecto de las realizaciones, hemos visto ejemplos magníficos de buen proyectar, de buen construir y de buen fotografiar.

Es realmente admirable cómo nuestros técnicos han sabido armonizar lo estructural, con lo bello y con lo funcional, dando lugar a construcciones que, repartidas por el mapa de España, forman parte de una infraestructura que, indudablemente, es base fundamental para la creación y aumento de riqueza.

Muchas han sido, como he dicho, las comunicaciones presentadas, lo cual es muy de agradecer ya que para eso nos reunimos, para oir muchas cosas; pero ésto hace que haya que limitar mucho el tiempo de cada una, lo cual es una verdadera lástima pues deja mal sabor de boca al comunicante, y pone en un aprieto al Presidente de Sesión que se ve obligado a cortarle una exposición que a todos interesa.

La causa de ésto es que la mayoría de las comunicaciones llegan a la Secretaría de A.T.E.P. fuera del plazo señalado y cuando ya se ha distribuído el tiempo disponible; y entonces hay que meter las intervenciones con calzador, en perjuicio de todos, pero sobre todo en perjuicio de los que las han enviado a tiempo.

Pero, en fín, todo ha salido bien; tan bien que nuestro inconformista Secretario Sr. Piñeiro está satisfecho, lo cual no es poco. No obstante ya está hondamente preocupado con la organización de la próxima Asamblea de la que no se sabe ni dónde ni cuándo será; pero él ya está preocupado. ¿Cuándo será?. Pues aproximadamente dentro de tres años. ¿Dónde?. Eso sí que no lo sé pues hay varias propuestas, pero tal vez nos vayamos al punto de España diametralmente opuesto a La Coruña.

Hace un momento hemos oído la adjudicación de las Medallas A.T.E.P.

Tengo la inmensa satisfacción de que han sido otorgadas a amigos entrañables con los que me une una amistad de muchos años. Y al mismo tiempo tengo el inmenso sentimiento de que no han sido galardonados otros amigos igualmente entrañables. Pero, ¡Qué le vamos a hacer! Otra vez será. No hay más que una Medalla por año y a ello tenemos que ajustarnos.

Mi felicitación más sincera a los amigos Calavera, Cuvillo y Ripoll que hago extensiva a sus respectivas esposas, pues las hadas-madrinas siempre tienen parte, y no pequeña, en cosas

de esta índole. La mujer tiene siempre una marcada influencia en las cosas que hace su marido. También en las buenas.

En la última Asamblea, en Canarias, se acordó solicitar de la Autoridad competente la declaración de A.T.E.P. como entidad de Utilidad Pública. Esto se ha conseguido, pues con arreglo a las disposiciones vigentes, estamos dentro de las condiciones que se exigen para ello.

Me corresponde ahora hacer un párrafo de agradecimiento; pero si de verdad diera las gracias a todas las Instituciones y personas que nos han ayudado, creo que pasaría horas en este cometido; permitidme, pues, que abrevie.

Quiero expresar mi agradecimiento a las Autoridades municipales, provinciales, regionales, judiciales y militares, que en todo momento nos ha recibido, nos han ayudado, nos han agasajado con ilusión, con entusiasmo, con delicadeza y con generosidad.

A la Universidad en sus diveros estamentos, a los Colegios profesionales, a las Empresas de alguna manera relacionadas con el pretensado, o no relacionadas con este sistema constructivo, que han rivalizado en sus atenciones y en hacérnoslo pasar bien. Incluso al Observatorio Meteorológico que ha dispuesto las llaves oportunamente para que pudiésemos disfrutar de un tiempo magnífico.

Pero las Entidades en sí son frías; no tienen alma, no tienen corazón. Las que tienen alma y corazón son las personas, y a ellas más que a nadie, a las personas de todas esas Instituciones, es a quienes dirijo más especialmente mi agradecimiento; y no cito ningún nombre para no herir ninguna modestía y evitar susceptibilidades. Mil gracias a La Coruña y a Galicia, pues todos nos han hecho pasar unos días inolvidables; y sin llegar al detalle, mil gracias a todos los Miembros de A.T.E.P., quienes han contribuído de forma ejemplar al éxito de esta IX Asamblea, y a todos los que nos han ayudado a conseguirlo. Desde los más conspicuos Miembros de la Junta de Gobierno, hasta las niñas de Secretaría quienes con sus sonrisas han puesto al hormigón pretensado la gracia y simpatía de la juventud y la vida.

En resumen, damos por clausurada esta IX Asamblea de A.T.E.P., que ha tenido una altura científica y técnica que ninguna de las anteriores ha tenido. Oyendo vuestras Comunicaciones me he sentido orgulloso de presidir esta Asociación, y creo que por lo que hemos visto y oido, no es pretencioso afirmar que se trata de una Asociación en plena pujanza, como nuestro fundador Eduardo Torroja hubiera querido que fuera.

Os agradezco vuestra nutrida asistencia a las Sesiones, aunque existía la tentación de disfrutar de los encantos de esta Ciudad; os ruego que sepáis disculpar los defectos de organización que haya podido haber, de los que me hago responsable; y os pido también que perdonéis esta acumulación de trabajo, pues el alternar las actividades científico-técnicas con las actividades gastronómicas produce una fatiga indudable de la que supongo que podremos reponernos para asistir a la próxima Asamblea con entusiasmo, con ilusión, con sincero deseo de colaborar eficazmente para bien de nuestra Asociación, que es como decir para bien de las industrias de la construcción en España.

ULTIMA PUBLICACION DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

Con motivo del VIII Congreso Internacional de la F.I.P. últimamente celebrado en Londres, la Asociación Técnica Española del Pretensado ha publicado un libro titulado: "Hormigón Pretensado, Realizaciones Españolas", tomo III, 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 cuché, encuadernado en tela y con sobrecubierta plastificada en color. Su precio es de 2.000 pesetas cada ejemplar (para el extranjero, 30 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 de los tomos I y II publicados con ocasión de los anteriores Congresos de la F.I.P., celebrados en Praga, en 1970, y en Nueva York, en 1974, respectivamente, pueden cursar sus pedidos a la Secretaría de la A.T.E.P. o al Instituto Eduardo Torroja, aptdo.19002, Madrid-33.

IEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION ECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

Dentro de nuestra Asociación existe una categoría, la de **"Miembro Protector"**, a la que pueden acoger- previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros que voluntariamente lo soliciten. ısta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en esta categoría de **"Miembro Pro- :tor"** 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. (PREFAB RICADOS ALBAJAR).—General Yagüe, 8. Madrid-20.
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.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Clara del Rey, 33-1.º. Madrid-2.
ELABORADOS METALICOS, S.A.—Apartado 553. La Coruña.
ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA BAUER, S.A.—Pintor Juan Gris, 5. Madrid-20.
E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS.—Jorge Girona Salgado, 31. Barcelona-17.
EUROPEA DE INYECCIONES, S.A. (EURINSA).—López de Hoyos, 13. Madrid-6.
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Balmes, 36. Barcelona-7.
FORJADOS DOMO.—Hermosilla, 64. Madrid-1.
FREYSSINET, S.A.—General Perón, 20. Madrid-20.
HEREDIA Y MORENO, S.A.—Princesa, 3. Madrid-8.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.—Archs, 10. Barcelona-2.
HIFORCEM.—Apartado 41. Sevilla.
HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.
IBERING, S.A.—Plaza Gala Placidia, 5 -7. Barcelona-6.
INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.—Portal de Gamarra, 46. Vitoria.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE ESTRUCTURAS Y TUNELES.—Ministerio de O.P. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
INTECSA.—Orense, 70. Madrid-20
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, 3. Madrid-7.
MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S.A.—Apartado, 34. BENICARLO (Castellón).
NEXOR, S.A.—Dato, 18-1.º. Vitoria.
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S.A. Fábrica de Forjas de Buelna. LOS CORRALES DE BUELNA (Santander).
PACADAR, S.A.—Hermosilla, 57. Madrid-1.
PRELOAD SISTEMAS, S.A.—Avenida del Generalísimo, 30. Madrid-16.
PRENSOLAND, S.A.—Calle Industria, s/n. San Martín de Centellas (Barcelona).
PROCEDIMIENTOS BARREDO.—Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
S.A.E. BBR.—Polígono Industrial Barcelonés. Calle Carrero Blanco, s/n. ABRERA (Barcelona).
S.A. ECHEVARRIA.—Apartado 46. Bilbao-8.
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 agradecimien- o a las empresas citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el de- envolvimiento 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. - IMCYC (México).

La Escuela Politécnica del Ejército. Facultad de Ingeniería Civil. Av. Colombia y General Paz y Miño. Quito (Ecuador).

La Universidad de Cuenca. Facultad de Arquitectura. Cuenca (Ecuador).

El Instituto de Pesquisas Tecnológicas de Sao Paulo (Brasil).