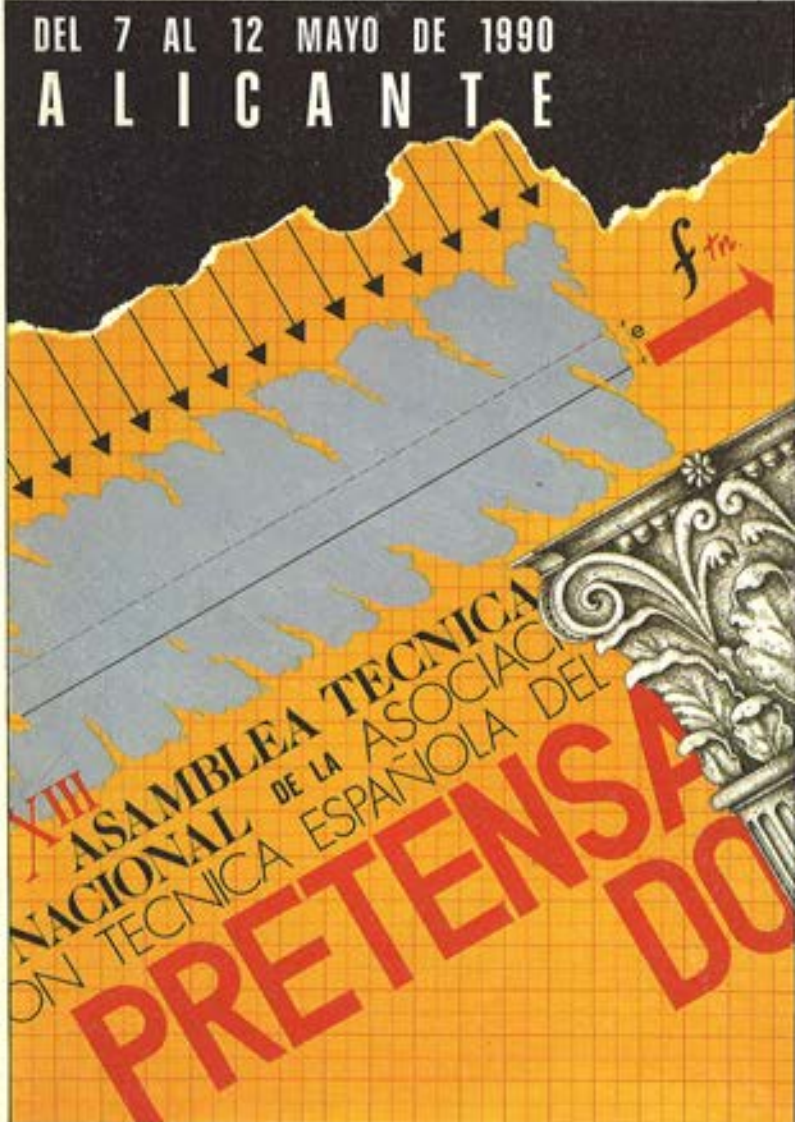


hormigón

DEL 7 AL 12 MAYO DE 1990
ALICANTE



y ACERO

n° 180

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA (C.S.I.C.)
APARTADO 19.002 - 28080 MADRID

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

Dentro de nuestra Asociación existe una categoría, la de "Miembro Protector", a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en esta categoría de "Miembros Protectores" los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

- ACEROS Y TECNOLOGIA PARA LA CONSTRUCCION, S.A. (ATECSA).**-P.º de la Habana, 14. 28036 Madrid.
- AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Raimundo Fernández Villaverde, 43. 28003 Madrid.
- ALCAL.**—Independencia, 4-4.º. 24001 León.
- ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).**—Orense, 10. 28020 Madrid.
- AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.**—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
- BIGUETES, S.L.**—Partida Altabix, s/n. 03000 Elche (Alicante).
- CAMARA, S.A.**—Apartado 180. 36080 Pontevedra.
- CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.**—Grijalba, 9. 28006 Madrid.
- CEMENTOS MOLINS, S.A.**—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).
- CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS (CEDEX). Gabinete de Información y Documentación.**—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
- CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.A., C.T.T., S.A.**—Aribau, 185. 08021 Barcelona.
- COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Almagro, 42. 28010 Madrid.
- COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.**—Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Centro de Documentación.**—Buen Pastor, n.º 5. 08021 Barcelona.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.**—Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
- COL. LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.**—Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
- COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MADRID. Biblioteca.**—Barquillo, 12. 28004 Madrid.
- CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.**—Federico Salmón, 13. 28016 Madrid.
- CONSULTECO, S.L.**—Pintor Lorenzo Casanova, 26. 03003 Alicante.
- CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.**—Ayala, 42. 28001 Madrid.
- DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.**—Orense, 81. 28020 Madrid.
- EMESA-TREFILERIA, S.A.**—Apartado 451. 15080 La Coruña.
- EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI). Departamento Obras Especiales.**—Padilla, 46. 28006 Madrid.
- ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.**—Cardenal Spínola, s/n. Edificio E. 28016 Madrid.
- ESCUELA POLITECNICA SUPERIOR DEL EJERCITO. Departamento de Infraestructura.**—Joaquín Costa, 6. 28006 Madrid.
- ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.
- ESTEYCO, S.A.**—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
- ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A. (EPTISA).**—Arapiles, 14. 28015 Madrid.
- EUROCONSULT, S.A.**—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- FERROVIAL, S.A.**—Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.

(Continúa en el int. de contraportada)

**ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA
DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS**

COMITE DE REDACCION

Director:

PIÑEIRO, Rafael

Vocales:

BARREDO, Carlos
JODAR, Juan
JULIA, Manuel
LLOMBART, José Antonio
ROMERO, Rafael
SANCHEZ-GALVEZ, Vicente

Censores:

ALCALA, Juan Luis
CUVILLO, Ramón del
ELICES, Manuel
GONZALEZ VALLE, Enrique
MANTEROLA, Javier
MORAN, Francisco
MORENO TORRES, Juan
MURCIA, Juan
POZO VINDEL, Florencio J. del
SIEGRIST, Carlos

hormigón y acero

nº 180

3.º trimestre 1991

CUOTAS ANUALES

	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" menores de 27 años	4.000 ptas.	
Miembros "Personales" (personas naturales)	8.000 ptas.	60 dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas).	20.000 ptas.	125 dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	40.000 ptas.	250 dólares

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 - 28080 MADRID - ☎ 302 04 40

Depósito Legal: M-853-1958
Impriente: ACOR, S.A.- M. Hernández, 50 - MADRID
ISSN: 0439-5689

hormigón y acero n. 180

índice

	Págs.
457-0-160 Limitación de deformaciones en estructuras de edificación	9 - 24
Contrôle de la déformation dans les structures d'édification. Control of deformations in building structures. <i>A. del Río Bueno y J. Ortiz Herrera</i>	
457-0-161 Propuesta de un método simplificado para la verificación del estado límite de deformación en estructuras de hormigón armado	25 - 35
Une méthode simplifiée pour la vérification de l'état limit de déformation des structures en béton armé. Proposal of a simplified method for the verification of the deformability limit state in reinforced concrete structures. <i>A.R. Marí.</i>	
457-9-33 Análisis de esfuerzos durante el lanzamiento del emisario submarino de Pinedo (Valencia)	37 - 44
Analyse des efforts pendant le lancement d'un émissaire submarine à Pinedo (Valencia). Analysis of the efforts during launching of the outfall sea pipe of Pinedo (Valencia). <i>P. Miguel Sosa y M.A. Fernández Prada.</i>	
591-2-226 La construcción del puente del Pedrido. Un puente en la frontera entre dos formas de construir	45 - 58
Histoire du pont de Pedrido. The history of Pedrido's bridge. <i>A. González Serrano.</i>	
837-0-9 Mejora del proceso constructivo, mediante la integración abierta de sistemas informáticos de proyecto	59 - 64
Amélioration du proces constructif moyennant la intégration des systèmes CAD. Improving the building process throught out open integration of CAD systems. <i>A. Recuero; J.P. Gutiérrez y O. Río.</i>	
XIIIª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. Comunicaciones presentadas al tema 4º: "Realizaciones"	
591-2-227 Puentes de los Frailes y Pinedo	65 - 68
Ponts "Les Frailes" et "Pinedo". Bridges "Los Frailes" and "Pinedo". <i>J.M. de Villar Luengo.</i>	
591-2-228 Pasarela de peatones sobre el río Duero, en Almazán (Soria)	69 - 74
Passerelle sur la Rivière Duero, à Almazán (Soria). Footbridge over the Duero river, in Almazán (Soria). <i>J.M. de Villar Luengo.</i>	
591-2-229 Tres puentes construidos por voladizos sucesivos	75 - 80
Trois ponts exécutés par voussoires. Three bridges built by cantilever construction method. <i>J.M. de Villar Luengo.</i>	
591-2-230 Puente de Torrelodones, sobre el río Guadarrama	81 - 84
Pont de Torrelodones sur la rivière Guadarrama. Torrelodones bridge over the Guadarrama river. <i>L. Fernández Troyano y J. Manterola Armisen.</i>	

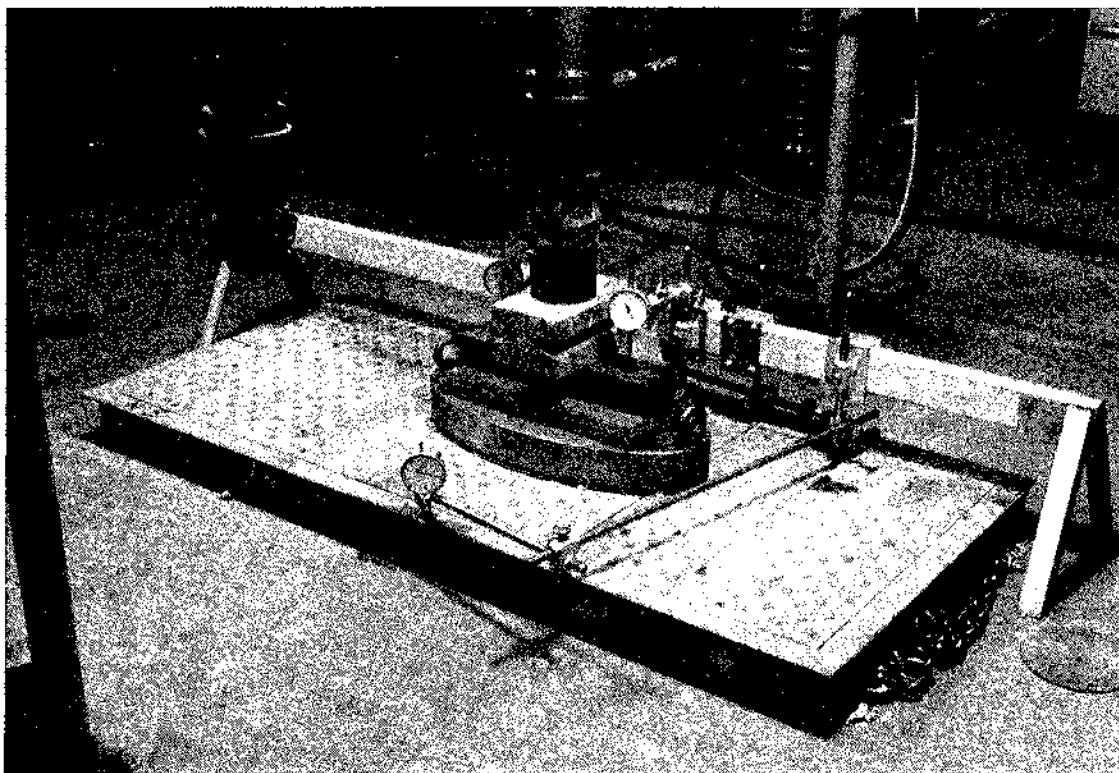
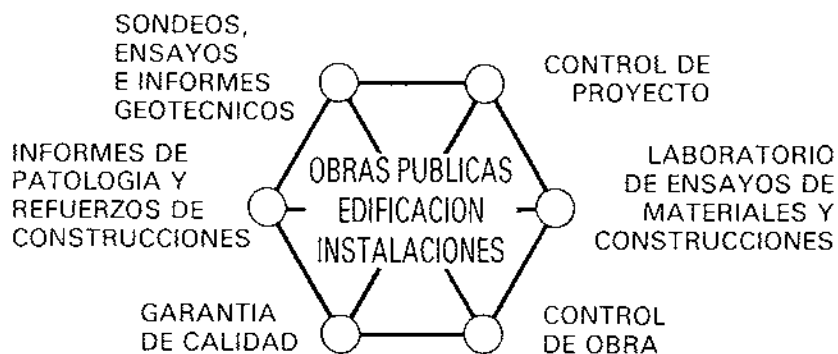
	Págs.
591-2-231 Puentes empujados, en México	85 - 97
Ponts poussés au Mexique. Pushed bridges in México. <i>L. Fernández Troyano y J. Manterola Armisen.</i>	
591-2-232 Viaducto de la barranca de Metlac, cerca de Fortín de las Flores, en México	99 - 107
Pont de Metlac au Mexique. Metlac bridge in México. <i>L. Fernández Troyano y J. Manterola Armisen.</i>	
591-2-233 Experiencias en puentes contruidos por el sistema de avance en voladizo sucesivo	109 - 118
Expériences en ponts construits par encorbellement. Special features of several cantilevered bridges. <i>C. Siegrist.</i>	
591-2-234 Puentes de vías peatonales	119 - 134
Ponts pour des chemins piétonnes. Bridges for pedestrian ways. <i>J.J. Arenas y M.J. Pantaleón.</i>	
591-2-235 Viaductos de la fase II de la ronda urbana de Granada	135 - 137
Viaducs de la circunvalation de Granada. Flyovers built in an urban ringroad at Granada. <i>J.J. Arenas y M.J. Pantaleón.</i>	
591-2-236 La Pasarela del Lago, en la EXPO'92 de Sevilla	139 - 145
La Passerelle du Lac dans l'EXPO'92, à Seville. Lago footbridge in the EXPO'92 at Sevilla. <i>J.J. Arenas y M.J. Pantaleón.</i>	
591-2-237 Viaductos del tramo Adamuz-Villanueva para el Tren de Alta Velocidad Madrid-Sevilla	147 - 154
Viaducs du troncon Adamuz-Villanueva pour la ligne de chemin de fer à haute vitesse Madrid-Seville. Viaducts on the section Adamuz-Villanueva from the high speed railway Madrid-Sevilla. <i>J.A. Llombart.</i>	
591-2-238 Dos puentes con tablero continuo construido por fases	155 - 161
Deux ponts à tablier continu, construits travée a travée. Two continuous deck bridges, built by step construction. <i>J.A. Llombart.</i>	
591-2-239 Pasarelas sobre el Canal Norte, en el recinto para la EXPO-92 de la isla de La Cartuja (Sevilla)	163 - 166
Passerelle sur Canal Norte, dans l'enceinte EXPO-92 à Isla de La Cartuja (Seville). Footbridge over Canal Norte, in the enclosure EXPO-92 (Isla de La Cartuja, Sevilla). <i>J.A. Llombart.</i>	
(Con esta Comunicación se concluye la publicación de las que fueron presentadas en la XIIIª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P., y de las cuales sus Autores nos enviaron los correspondientes textos originales a su debido tiempo).	
Portada:	Reproducción del Cartel anunciador de la XIIIª Asamblea Técnica Nacional, que obtuvo el primer premio en el Concurso al efecto celebrado.

Autor: *José Luis Jara Leal.*



INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



ENSAYO DE TAPAS DE ARQUETA DE UN HANGAR DE IBERIA, FRENTE A LA SIMULACION DE CARGA DE LA RUEDA DE UN JUMBO.

MADRID: Oficina: Monte Esquinza, 30-4.ª-D. Teléfs.: (91) 410 51 58 - 62 - 66. Télex: 49987 INTEM E - Fax: 410 25 80 - 28010 MADRID
MADRID: Laboratorio: Carretera de Loeches, 7 - Teléfs.: (91) 675 31 00 - 04 - 08 - Fax: 677 41 45 - 28850 TORREJON DE ARDOZ (Madrid)
BARCELONA: Oficina y Laboratorio: Avda. de la Riera, 10, Nave 2, Pol. Ind. Tres Santos - Teléf.: (93) 372 83 00 - Fax: 473 03 09
08960 SANT JUST DESVERN (Barcelona)

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

ESPAÑA

AEPO, S.A.— Estudios y Proyectos.— Madrid.
ALBISA, S.A.— Algeciras (Cádiz).
ALTRESA, S.A.— Aranda de Duero (Burgos).
ASOCIACION ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.— Barcelona.
ASOCIACION DE INVESTIGACION DE LAS INDUSTRIAS DE LA CONSTRUCCION.— Paterna (Valencia).
ASOCIACION DE LABORATORIOS HOMOLOGADOS DE LA COMUNIDAD VALENCIANA.—Valencia.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.—Oviedo.
CEYD TECNICA, S.A.— Oviedo
C.I.C., S.A.— Consultor de Ingeniería Civil, S.A.— Barcelona
CIISA "CONSULTING E INGENIERIA INT. S.A.".—La Coruña.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Andalucía Oriental.—Málaga.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Galicia.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Laboratorio de Ensayos.— Tarragona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE ASTURIAS.— Oviedo.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE BALEARES.— Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE VALENCIA.— Valencia.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.— Bilbao.
CONTROLEX.—Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Barcelona.
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES ARQUITECTONICAS.—Escuela Técnica Superior de Arquitectura.—Sevilla.
DIRECCION DE CARRETERAS Y TRANSPORTE. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebastián.
DITECO, S.L.— Valencia .
E.E.P., S.A.— Elementos Estructurales Prefabricados, S.A.— Sant Fruitos de Bages (Barcelona)
ENAGA, S.A.— Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Madrid.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA. Biblioteca.—San Sebastián.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS AGRONOMOS. Biblioteca.—Córdoba.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES. Departamento de Teoría de Estructuras. Universidad de Zaragoza.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.— Castro de Elviña (La Coruña).
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.— Granada.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA MINERA. Biblioteca.— León.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.— Alicante.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.— Barcelona.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Burgos.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE MANRESA.—Manresa (Barcelona).
ESTRUCTURAS Y ENCOFRADOS RETICULADOS, S.A.—Alicante.
EUROESTUDIOS, S.A.— Madrid.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.— Madrid.
FORJADOS DOL.— Esquivias (Toledo).
FUERZAS ELECTRICAS DE CATALUÑA, S.A.— Barcelona.
FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.—Madrid.
GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
GIRALDEZ OCAÑA CONTROL, S.L., G.O.C.S.L.—Vigo (Pontevedra)

HORMADISA, S.L.—Puentecesures - Cordeiro (Pontevedra).
 IDEAM, S.A.—Madrid.
 INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
 INDUSTRIAS VEYGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).
 INGENIERIA Y ECONOMIA DEL TRANSPORTE, S.A.— Centro de Documentación.— Madrid.
 INGENIERIA FLORS, S.A.— Grao de Castellón.
 INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.A.— Zaragoza.
 INSTITUCIONES COLEGIALES PARA LA CALIDAD EN LA EDIFICACION.—Murcia.
 INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.—Barcelona.
 INSTITUTO JUAN DE HERRERA.—Madrid.
 INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO (IRYDA).—Madrid.
 J. CASTRO MATELO, S.A.—Sigüeiro (La Coruña).
 JUNTA DE CASTILLA Y LEON.— Consejería de Fomento.— Valladolid.
 JUNTA DE CASTILLA Y LEON.— Dirección General de Carreteras, Servicio de Gestión.— Valladolid.
 JUNTA DE CASTILLA Y LEON.— Servicio de Obras Públicas.— Avila
 LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.—Santa Cruz de Tenerife.
 LABORATORIO DE LA EDIFICACION.—Consejería de Obras Públicas.—Las Palmas de Gran Canaria.
 LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.—Coslada (Madrid).
 LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.— Madrid.
 LABORATORIOS DEL SURESTE, S.L.— El Palmar (Murcia).
 LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
 METALURGICA GALAICA, S.A.—Narón (La Coruña).
 MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA.— Madrid.
 MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO.— Madrid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. DEMARCACION CASTILLA-LEON.— Valladolid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS, SERVICIO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.—Madrid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO.—DIRECCION GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA, SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLÓGICA.—Madrid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. SUBDIRECCION GENERAL DE INFORMES ECONOMICOS Y TECNOLOGIA.— Madrid.
 PLACAS DE HORMIGON, S.A.— Lliga d'Amunt (Barcelona).
 POSTENSA, S.A.—Bilbao.
 PRAINSA.—Barcelona.
 PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.—Madrid.
 PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).—Zaragoza.
 PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).—León.
 PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE).—Valladolid.
 PREFABRICADOS POUSA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
 PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. (HORTE).—Valladolid.
 RUBIERA, S.A.—León.
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Burgos.
 SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.—Gerona.
 SESTRA, S.A.L.—Andoain (Guipúzcoa).
 SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.—Madrid.
 SOCIEDAD ESPAÑOLA DE AUTOMOVILES DE TURISMO (SEAT). Biblioteca.—Barcelona.
 SPANDECK CATALANA, S.A.—Barcelona.
 TECHOS ESPECIALES PREFABRICADOS, S.A. (TEPSA).—Tarrasa (Barcelona).
 TECNOS, GARANTIA DE CALIDAD, S.A.—Madrid.
 TERRATEST, S.A.— Madrid.
 TEXSA, S.A.— Barcelona.
 TIGNUS, S.A.— Valencia.
 TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).— Madrid
 UNIVERSIDAD CASTILLA-LA MANCHA.— Albacete.
 UNIVERSIDAD DE CADIZ.— Algeciras (Cádiz).
 UNIVERSIDAD DE CANTABRIA. Biblioteca Universitaria.— Santander.

UNIVERSIDAD DE OVIEDO. Biblioteca Universitaria.—Oviedo.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.—Valencia.
UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID. Departamento de Mecánica de Medios Continuos
y Teoría de Estructuras. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos.—Madrid.
VIGUETAS MUBEMI.—Torrente (Valencia).
VISANFER, S.A.—Totana (Murcia).
VORSEVI, S.A.—Ingeniería y Control de Calidad.—Sevilla.

EXTRANJERO

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
BIBLIOTECA DEL DIPARTIMENTO DI ENGEGERIA STRUTTURALE.—Politécnico
d'Torino: Torino (Italia).
CONSULAR. CONSULTORES ARGENTINOS ASOCIADOS.—Buenos Aires (Argentina).
CONSULBAIRES. INGENIEROS CONSULTORES, S.A.— Buenos Aires (Argentina).
FILIAL BIBLIOTEKI AKADEMII NAUK SSSR.— Moskva A-219. Rusia.
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.—Luanda (República Popular de
Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.—Lima (Perú).
SARET P.P.B. Cadre Technique.—Le Pontet (Francia).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES.—Biblioteca Integrada de Economía, Ciencias e
Ingeniería. Dpto. de Selección y Adquisiciones. Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO. Biblioteca.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO. Biblioteca Central.—Valparaiso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.—Mayagüez (Puerto Rico).
UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA.—Biblioteca Central. Vaipa-
raiso (Chile).
ZENTR. BIBLIOTEKA STRUIT. I ARCHIT. Moskow I-434. Rusia.

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

ASOCIACION BOLIVIANA DEL PRETENSADO (A.B.P.).—La Paz (Bolivia).

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. 28080 Madrid, 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.

Normas que deben cumplir los artículos que se envían para su publicación en "Hormigón y Acero"

1. CONDICIONES GENERALES

Los originales de los artículos que se desee publicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría de la ATEP. Deberán cumplir rigurosamente las normas que a continuación se especifican. En caso contrario, serán devueltos a sus Autores para su oportuna rectificación.

Los que cumplan los requisitos exigidos pasarán al Comité de Redacción de la Revista el cual, previo informe y evaluación de su calidad por el correspondiente Cuerpo de Censores, decidirá si procede o no su publicación, sugiriendo eventualmente al Autor los cambios que, en su opinión, deben efectuarse para su final publicación en "Hormigón y Acero". Toda correspondencia en este sentido se mantendrá directamente con el Autor o primero de los Autores que figuren en el Artículo.

Los originales que por cualquier causa no fueran aceptados serán devueltos al Autor.

2. PRESENTACION DE ORIGINALES

Los originales se presentarán mecanografiados a doble espacio, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4. De cada artículo se enviará original y dos copias.

2.1. Título

El título, *en español, francés e inglés* deberá ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del artículo. A continuación se hará constar nombre y apellidos del Autor o Autores, titulación profesional y, si procede, Centro o Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen

Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen, *en español e inglés*, de extensión no inferior a cien palabras (unas ocho líneas mecanografiadas) ni superior a ciento cincuenta palabras (doce líneas).

2.3. Gráficos y figuras

Los gráficos y figuras deberán ir numerados correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación.

Se presentarán delineados en tinta china negra sobre papel vegetal o sobre papel blanco, o en reproducibles de muy buena calidad. Todas las figuras llevarán su correspondiente pie explicativo.

Los rótulos, símbolos y leyendas deberán ser tales que, tras su reducción a la anchura de una o dos columnas de la Revista (setenta y dos o ciento cincuenta mm, respectivamente) queden letras de tamaño no inferior a 1,5 mm y sean, en todo caso, fácilmente legibles.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta la reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Podrán presentarse en copias de papel opaco negro o en color, en negativo, o en diapositivas. Se tendrán en cuenta las normas sobre tamaño de rótulos y leyendas dadas en el punto

2.3 anterior. Irán numeradas correlativamente y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las proporciones y dimensiones indicadas para las figuras. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto, y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán, preferiblemente, en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002.

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis a la derecha de la fórmula.

Se cuidará especialmente que todas las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Cualquier expresión que, por su complejidad, pueda dar lugar a interpretaciones equivocadas, se presentará manuscrita. Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la λ y el l; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación, para su localización.

Las citas en el texto se harán mediante números entre paréntesis. En lo posible, se seguirán las normas internacionales utilizadas generalmente en las diversas publicaciones, es decir:

Referencias de artículos publicados en revistas

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación, y número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

Referencias de libros

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del libro; edición; editorial, y lugar y año de publicación.

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

De las primeras pruebas de imprenta se enviará una copia al Autor para que, una vez debidamente comprobadas y corregidas, las devuelva en el plazo máximo de quince días, con el fin de evitar el riesgo de que la publicación de su artículo tenga que aplazarse hasta un posterior número de "Hormigón y Acero".

En la corrección de pruebas no se admitirán modificaciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación del artículo original.

Limitación de deformaciones en estructuras de edificación

Alfonso del Río Bueno

Dr. Arquitecto

Jesús Ortiz Herrera

Dr. Ingeniero de Caminos C.P.

Departamento de Estructuras de Edificación

E.T.S. de Arquitectura de Madrid

1. INTRODUCCION

El adecuado comportamiento de la estructura de un edificio exige el cumplimiento de dos requisitos simultáneos:

—De una parte, resistir con una seguridad razonable las cargas que previsiblemente puedan actuar sobre ella a lo largo de su vida útil.

—Pero por otra parte, la estructura debe desarrollar su función resistente de modo que no interfiera con el normal uso y durabilidad del edificio que sustenta.

En los códigos y normativas de los últimos años, este doble requerimiento se concreta en la necesidad de verificar la estructura tanto frente a Estados Límites Últimos (E.L.U.) como frente a Estados Límites de Servicio (E.L.S.).

La alteración de forma de los elementos estructurales, como sólidos deformables que son, es un hecho inevitable, inherente a su trabajo resistente. Sin embargo, de acuerdo con el doble criterio anteriormente establecido, tal deformación debe mantenerse dentro de límites que no comprometan la integridad o durabilidad de la estructura ni la normal utilización o la estética de la obra que sustenta.

A pesar de su incuestionable importancia, el control de las deformaciones de una estructura dentro de límites que no cuestionen su funcionalidad en condiciones de servicio, ha sido tradicionalmente relegado a un problema de comprobación "a posteriori", siendo en general ignorado como dato para el diseño de la estructura. Un motivo de ello, como expuso Rüschi (Ref. 1) es el hecho de que "a causa de la gravedad de sus consecuencias, el hundimiento de una estructura ha quedado fijado en nuestra imaginación como el fallo más característico".

Por otra parte, la alta capacidad resistente de los materiales estructurales modernos ha provocado el uso generalizado de estructuras formalmente muy simplificadas y fundamentalmente basadas en el trabajo a flexión de sus elementos. Este tipo de estructuras resultan, por lo general, muy deformables. Tal es el caso de las estructuras porticadas, mayoritarias hoy en día en la edificación. Paralelamente, el empleo de estructuras formalmente más adecuadas y proporcionalmente menos deformables, por ejemplo aquéllas basadas en polígonos funiculares o anti-funiculares, ha sido relegado a problemas singulares.

Asimismo, el progresivo incremento de resistencia de los materiales estructurales, así como el refinamiento de los modelos de cálculo frente a estados límites últimos, y la disminución de los coeficientes de seguridad, se han traducido en una reducción de secciones y de la cantidad de material estructural para las mismas formas estructurales, con el consiguiente incremento de deformabilidad.

En el caso de las estructuras de hormigón, el problema se acrecienta dada la dificultad de establecer modelos de fácil aplicación, capaces de reproducir con suficiente precisión el conjunto de fenómenos que definen la evolución en el tiempo de las deformaciones de sus elementos estructurales.

En estas condiciones, se ha producido en diferentes países un considerable aumento de problemas patológicos en la edificación derivados de la excesiva deformabilidad de las estructuras. Probablemente como consecuencia de ello, ha crecido el interés por este tipo de cuestiones, incrementándose los estudios sobre el comportamiento de las estructuras en estados de servicio. Diferentes normativas han definido

o revisado sus límites de deformación, correlacionándolos con los problemas que pretenden evitar. Asimismo, en el caso de estructuras de hormigón, se está investigando en la definición de modelos de cálculo de deformaciones, así como en el establecimiento de criterios de diseño tendentes a evitar los problemas mencionados.

En los apartados que siguen se efectúa una revisión de los problemas inducidos por excesiva deformabilidad de las estructuras. Asimismo se analizan y comparan límites establecidos por diferentes autores y normativas a fin de acotar esta problemática dentro de situaciones aceptables. El trabajo se centra fundamentalmente en el estudio de la deformabilidad de piezas flectadas frente a cargas gravitatorias (vigas y forjados). Sin embargo, los apartados finales introducen temas fuera de este campo como son la deformación horizontal de edificios en altura y las deformaciones de carácter dinámico.

2. EFECTOS DE LAS DEFORMACIONES EXCESIVAS

Como ya se ha comentado, la deformación de los elementos estructurales es un hecho inevitable, inherente al cumplimiento de su función resistente. Sin embargo, la excesiva deformabilidad de la estructura puede afectar en ciertos casos a su propia durabilidad, e incluso a su seguridad o estabilidad. Con mayor frecuencia, cuando las deformaciones de la estructura superan ciertos límites, se producen en aquellos elementos constructivos en contacto con ella diversas perturbaciones, que pueden afectar a la normal utilización, durabilidad y mantenimiento de las obras.

A continuación se clasifican y analizan en mayor detalle los principales problemas que pueden ser causados por flechas excesivas de la estructura. Parte de esta clasificación fue ya establecida por J.I.A. Baleriola y otros (Ref. 2).

2.1. Problemas estéticos

La capacidad del ojo humano para captar deformaciones en elementos flectados resulta muy reducida, por lo que a menudo se toleran flechas considerables por este motivo. No obstante, en determinadas circunstancias (iluminación, dimensiones, presencia próxima de objetos no deformados), la sensibilidad de la vista puede ser superior, y exigir adoptar consideraciones especiales. En todo caso, la importancia de este tipo de problemas es subjetiva, dependiendo en gran medida del observador. Por este motivo no resulta fácil establecer limitaciones

rigurosas y razonables que garanticen el buen aspecto de la obra.

2.2. Problemas de pérdida de funcionalidad

Superados ciertos límites, las deformaciones de la estructura pueden ocasionar pérdida de funcionalidad en la obra sustentada. En tal sentido puede citarse la retención de aguas pluviales (susceptible de ocasionar pérdida de seguridad en la estructura y una mayor deformación de la misma), el funcionamiento deficiente de puertas o ventanas, o la desnivelación de maquinarias e instrumentos alojados en la edificación.

2.3. Vibraciones excesivas

El tráfico de vehículos, el funcionamiento de maquinaria en las inmediaciones, el desplazamiento de personas y equipos en la propia estructura, o la acción dinámica del viento pueden provocar niveles de vibración que cuestionen la funcionalidad de la obra. Aún cuando la causa de la vibración excesiva o "molesta" de una estructura no puede ser unívocamente correlacionada con su deformabilidad a flexión, este problema ha sido frecuentemente analizado en tales términos. Obviamente, como se analiza en un apartado posterior, el planteamiento riguroso del problema es otro.

2.4. Daños en elementos no estructurales

Diversos elementos constructivos, principalmente cerramientos, tabiquería, solados y falsos techos, pueden verse afectados por la excesiva deformabilidad de la estructura. La mayor rigidez y fragilidad de este tipo de elementos hace imposible que puedan alcanzar los mismos niveles de deformación que la estructura sustentante. Aparecen así despegues de revestimientos, fisuras y grietas, y otro tipo de lesiones, que además de un negativo efecto estético pueden comprometer la funcionalidad, durabilidad, rigidez e incluso estabilidad de los elementos constructivos afectados. Este tipo de daños produce además un notable impacto psicológico sobre el usuario, quien suele otorgarles un alcance que habitualmente no tienen.

2.5. Problemas de durabilidad de la estructura

En estructuras de hormigón armado, la deformabilidad de los elementos a flexión se encuentra directamente vinculada al fenómeno de fisuración, y a través de él a la durabilidad de la estructura por problemas de corrosión de armaduras o degradación del hormigón. Con-

secuentemente, la limitación de deformaciones se correlaciona, aunque de forma indirecta, con la limitación de abertura de fisuras establecida en base a problemas de durabilidad.

2.6. Problemas de pérdida de seguridad de la estructura

En determinados casos, y para ciertos niveles de deformación, los efectos de segundo orden pueden tomar una considerable importancia. En tales circunstancias, los diseños iniciales, a menudo comprobados exclusivamente en teoría de primer orden, pueden entrar en situaciones inseguras, o incluso inestables. Hay que indicar, sin embargo, que este tipo de problemas de pérdida de seguridad por deformaciones excesivas pertenecen a otra categoría de estados límites (estados límites últimos de inestabilidad o pandeo) que deben ser estudiados bajo una óptica diferente que los estados límites de servicio aquí considerados.

3. NECESIDAD DE CONTROL DE LAS DEFORMACIONES

El apartado anterior ha puesto de manifiesto los efectos negativos que una excesiva deformabilidad de la estructura puede representar tanto para sí misma como para la obra sustentada. A pesar del alcance social y económico de tales efectos, tradicionalmente, el control y limitación de deformaciones ha sido y es relegado a un segundo plano dentro del proceso de diseño/comprobación de estructuras. Un motivo importante para ello consiste en que, salvo fenómenos de segundo orden, el riesgo de colapso por excesiva deformabilidad es prácticamente nulo.

En los orígenes de las estructuras modernas de acero y hormigón, la menor capacidad resistente de los materiales, los criterios generales de diseño (utilización de formas "funiculares" o "antifuniculares", cantos elevados, etc.), lo rudimentario de los modelos y herramientas de análisis utilizados, así como los márgenes de seguridad adoptados, justificaron ignorar o relegar los criterios de control de deformaciones respecto a los puramente resistentes. En tales circunstancias, la investigación y el proyecto de estructuras se centró en garantizar su seguridad frente a la rotura (Estados Límites Últimos), en detrimento de las comprobaciones relativas a su comportamiento en servicio (Estados Límites de Servicio).

En el caso de las estructuras de acero laminado, lo reducido de los dimensionamientos (consecuencia de la alta capacidad resistente del material), y la simplicidad del modelo de comportamiento tensodeformacional del acero, han

contribuido a introducir en la práctica del proyecto la comprobación de flechas.

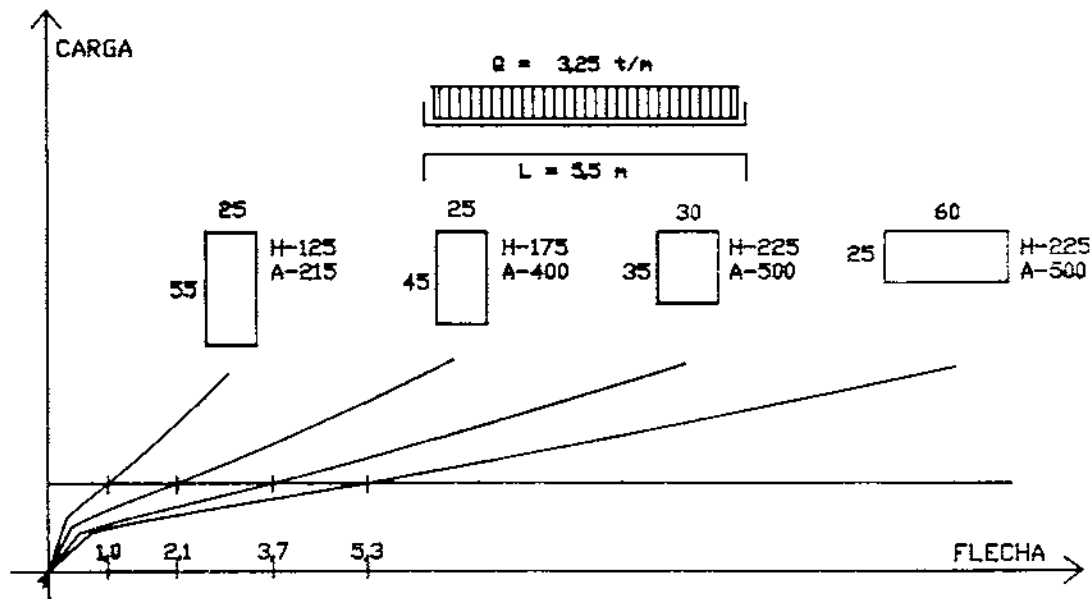
Por el contrario, en las estructuras de hormigón armado, el complejo comportamiento tenso-deformacional del material (instantáneo y en el tiempo), la dificultad de modelizar adecuadamente la interacción hormigón-acero en el proceso de deformación, así como los diseños propios de la primera mitad del presente siglo, basados en escuadrias de gran canto poco afectadas por problemas de flecha, han llevado en la práctica a ignorar la comprobación de deformaciones o a su realización a partir de criterios simplistas.

El progresivo refinamiento de los modelos de análisis en Estados Límites Últimos, la mejora de la capacidad resistente de los materiales estructurales (sin una mejora similar de sus características deformativas), la disminución de los márgenes o coeficientes de seguridad, y la reducción del canto y cantidad de material de las piezas, han terminado por hacer cuestionables los diseños basados en comprobaciones puramente resistentes.

El ejemplo recogido en la figura ilustra el alcance que el incremento de resistencia de los materiales estructurales y la modificación de los criterios de dimensionamiento de escuadría presentan sobre la deformabilidad de los elementos a flexión. En el mismo se analizan las leyes carga-flecha, para diferentes soluciones de diseño, de una misma viga de hormigón armado, con sección y armadura constante, de 5,5 m de luz, biempotrada, y sometida a carga uniformemente repartida. El dimensionamiento de la misma se ha efectuado suponiendo diferentes materiales estructurales y condiciones de diseño que pretenden reflejar la evolución de usos en tales sentidos, habidos en los últimos 40 ó 50 años. En todos los casos se han considerado los coeficientes de mayoración de acciones y minoración de resistencias marcados en la actual EH-88 para niveles de control normal. La escuadría se ha determinado igualando el máximo momento de diseño al momento límite de la sección (modelo rectangular), previa imposición de una condición de diseño. Hay que señalar que un dimensionamiento en base a criterios de tensiones admisibles aplicado sobre las configuraciones primeras, llevaría probablemente a escuadrias mayores que acrecentarían las diferencias que se pretenden poner de manifiesto.

De la aplicación de los criterios antes comentados resultan las siguientes cuatro configuraciones:

—Viga de canto, con ancho fijado en 25 cm. Hormigón de 150 Kp/cm² de resistencia característica a compresión y acero liso de 2.200 Kp/cm² de límite elástico. Resulta un canto de 55 cm y unas armaduras de tracción de 17,9 cm²



en extremos, frente a negativos, y de 8,2 cm^2 corrida a lo largo del vano, frente a positivos.

—Viga de canto, con ancho fijado de 25 cm. Hormigón de 175 Kp/cm^2 de resistencia característica a compresión y acero de 4.100 Kp/cm^2 de límite elástico característico. Resulta un canto de 45 cm y armaduras de tracción de 11,7 cm^2 en extremos, frente a negativos, y de 5,4 cm^2 corrida a lo largo del vano, frente a positivos.

—Viga de canto reducido, con ancho de 30 cm. Hormigón de 225 Kp/cm^2 de resistencia característica a compresión y acero de 5.100 Kp/cm^2 de límite elástico característico. Resulta un canto de 35 cm y una armadura de tracción de 12,1 cm^2 en extremos, frente a negativos, y de 5,6 cm^2 en vano, frente a positivos.

—Viga “plana” con un canto fijado en 25 cm. Hormigón de 225 Kp/cm^2 de resistencia característica a compresión y acero de 5.100 Kp/cm^2 de límite elástico característico. Resulta un ancho de 60 cm y una armadura de tracción de 17,3 cm^2 en extremos, frente a negativos, y de 7,9 cm^2 en vano, frente a positivos.

Para las cuatro configuraciones antes consideradas, se han trazado las relaciones entre flecha instantánea y carga. Sin entrar en discusión sobre el método de cálculo adoptado (*), el análisis comparativo de los resultados evidencia que la mejora resistente de los materiales estructurales, conjuntamente con la reducción de can-

tos imperante en los diseños actuales, ocasiona importantes incrementos de flecha. Adoptando como referencia el primero de los dimensionamientos expuestos, con materiales de baja capacidad resistente y diseño de canto, como correspondía a las estructuras de los dos primeros tercios de este siglo, la flecha de los restantes dimensionamientos, basados en la progresiva mejora resistente de los materiales y la disminución de canto es, aproximadamente, 2, 4 ó 5 veces superior.

Si a las consideraciones anteriores se une el refinamiento habido en los modelos de análisis (frente a estados límites últimos) y la progresiva reducción de coeficientes de seguridad, se comprende la importancia cobrada por el control y limitación de deformaciones en los últimos tiempos. Así, un problema prácticamente inexistente en las estructuras y códigos de los años 50 y 60, ha pasado a ser determinante en la actualidad. En estas condiciones, resulta urgente reconsiderar muchas actitudes, a veces profundamente arraigadas en la filosofía de las normativas y en el proceder de los proyectistas.

4. Límites de deformación de elementos a flexión: flechas instantáneas, diferidas, totales y activas

Como ya se ha indicado, la aparición de deformaciones en elementos estructurales es inherente a su trabajo resistente, en tanto en cuanto no son sólidos ideales perfectamente rígidos. En los elementos predominantemente solicitados a flexión (vigas y forjados en la edificación convencional) tales deformaciones son proporcionalmente superiores y exigen ser controladas a fin de garantizar la funcionalidad de la obra sustentada. En tal sentido, las limitaciones más usuales se refieren a la deformación

(*) El cálculo se ha efectuado adoptando una inercia efectiva de la viga aplicando la llamada Fórmula de Branson a la sección central del vano (sección determinante). Ello permite una consideración suficientemente rigurosa del efecto de la fisuración en las deformaciones instantáneas (Capítulos 3-5). En todo caso, la adopción de uno u otro método no afecta cualitativamente al estudio comparativo que aquí se pretende.

máxima o flecha del elemento bajo determinadas condiciones de carga. En todo caso, la definición de estas limitaciones presenta una considerable dificultad, y antes de entrar en ella es necesario efectuar ciertas consideraciones acerca de las condiciones bajo las que debe limitarse la flecha del elemento flectado en cuestión, a fin de garantizar el correcto funcionamiento en servicio de la obra.

Tradicionalmente, las normativas han limitado la deformación o flecha total del elemento estructural considerado, para la carga máxima de servicio (carga permanente y sobrecargas). Como ya se indicó, estrictamente hablando, tal limitación sólo puede vincularse directamente con los problemas de índole visual o estética. Indirectamente, el control de esta deformación total ha intentado correlacionarse con problemas de vibraciones excesivas e incluso de durabilidad aunque, como se analiza en un apartado posterior, este proceder carece de fundamento.

Los problemas relativos a daños en elementos no estructurales (cerramientos, tabiquería, etc.) así como la mayor parte de los de índole funcional (retención de aguas, desnivelación, etc.) requieren sin embargo otro tipo de limitaciones. En efecto, en tales casos el control debe establecerse sobre la componente de deformación que se produce con posterioridad a la colocación del elemento cuyo daño o pérdida de características funcionales se pretende evitar. A esta componente se la denomina deformación activa sobre el elemento considerado.

Aún cuando el uso generalizado del concepto de deformación activa es relativamente reciente, hay que señalar que, en una aproximación al mismo, un número considerable de normas de estructuras de acero han establecido límites de la fracción de flecha correspondiente a cargas adicionales al peso de la estructura.

En las estructuras de hormigón, las características tenso-deformacionales de este material hacen que sus deformaciones presenten una evolución en el tiempo, así como que sean parcialmente irrecuperables. La consideración de estas circunstancias, y especialmente de la primera de ellas, resulta fundamental al definir las bases para el control y limitación de deformaciones.

En efecto, a diferencia de los elementos estructurales de otros materiales como el acero, los de hormigón armado presentan deformaciones crecientes en el tiempo cuando se someten a sollicitaciones mantenidas. Por tal motivo, cabe distinguir entre componente instantánea y diferida de las deformaciones debidas a este tipo de sollicitaciones. La deformación total será, consecuentemente, suma de una y otra componente. Asimismo, para el cálculo de flechas activas hay que considerar, no sólo la fle-

cha total (instantánea + diferida) producida por aquellas cargas introducidas simultáneamente o después de colocado el elemento considerado, sino también la fracción de deformación diferida correspondiente a las cargas ya actuantes al disponer dicho elemento, producidas con posterioridad a ese instante.

El criterio usual, tanto en términos de flecha total como de flecha activa, suele ser el establecimiento de un límite de deformación en función de la longitud del elemento flectado. Se definen así relaciones flecha/luz máximas. Sin embargo, diferentes resultados provenientes de ensayos de laboratorio y tratamientos estadísticos de encuestas, indican que las limitaciones de flecha en función exclusivamente de la luz no garantizan la no fisuración de los cerramientos. (Evidentemente, salvo que se adopten límites extremadamente conservadores). Es un hecho reconocido en ciertas normativas que las deformaciones activas sobre tabiquería deben limitarse no sólo en términos relativos flecha/luz sino también en términos absolutos.

Así, Pfefferman (Ref. 3) ha constatado, en base a 28 ensayos de laboratorio en tamaño real, que deformaciones entre 1/800 y 1/4000 de la luz ya producen fisuración en la tabiquería. Los resultados son sensibles a múltiples factores como las dimensiones y tipología de la tabiquería, calidad del ladrillo, resistencia y composición del mortero de unión, existencia y distribución de huecos, etc. Consecuentemente, los valores máximos de flecha admisible han de establecerse en base a múltiples variables, como las anteriormente citadas y no exclusivamente en función de la luz de flexión.

Adicionalmente a las dificultades antes comentadas, hay que señalar que la evaluación rigurosa de deformaciones (activas o totales) presenta siempre una considerable dificultad, derivada de la incertidumbre del desarrollo en el tiempo del proceso constructivo. En estructuras de hormigón, la dificultad crece como consecuencia de la complejidad de las relaciones tenso-deformacionales (en el tiempo) de este material. En estas estructuras, la coexistencia de acciones de diferente duración a lo largo de la vida de la obra, introduce una complejidad importante. En todo caso, se debe resaltar que el procedimiento de control de flechas activas exige una correcta definición del proceso constructivo en aquellas cuestiones básicas para la cadena de puesta en carga de la estructura.

5. LIMITACION DE DEFORMACIONES EN ELEMENTOS A FLEXION, SEGUN DIFERENTES NORMATIVAS

Como ya se ha puesto de manifiesto, existe una considerable dificultad para el estableci-

miento de límites de deformación en los elementos flectados de una estructura que garanticen el correcto funcionamiento de la obra sustentada.

La mayor parte de las normativas actuales presentan una tendencia creciente al establecimiento de limitaciones en términos de deformaciones activas sobre los cerramientos y divisiones. Conjuntamente con tales limitaciones subsisten los anteriores límites de deformaciones totales. En algunos casos, tales límites son ya exclusivamente aplicables a elementos estructurales no vinculados a divisiones o cerramientos.

Las limitaciones de uno y otro tipo, se establecen, en general, en términos de deformaciones relativas o cocientes flecha/luz. En algunas normativas, los valores (relativos) máximos tolerables son, en cierta medida, función de la luz del vano afectado (planteamiento no lineal en términos de luz). Asimismo, algunos reglamentos consideran valores absolutos máximos de flecha, independientemente de la luz del vano analizado.

Dentro de cada tipo de limitación (flecha total o activa), puede afirmarse que los valores máximos admisibles según la mayor parte de las normativas son sensiblemente coincidentes.

Algunos reglamentos, conjuntamente con valores máximos de deformaciones admisibles, proporcionan límites de esbeltez relacionados con el problema de control de deformaciones. En unos casos, estos límites de esbeltez no son obligatorios, pero exigen al proyectista de calcular y comprobar deformaciones. En otros casos, los límites son de obligado cumplimiento y proporcionan esbelteces máximas que, consecuentemente, no exigen de la comprobación de deformaciones.

En muchos países, han sido las normativas específicas de cada tipología o material estructural las que han definido los límites de deformación. En tales circunstancias es habitual que, aún coincidiendo en el tipo de daños o problemas que se trata de evitar, los límites impuestos, por ejemplo, por las normativas de acero u hormigón planteen fuertes discrepancias, que pueden determinar una mayor o menor competitividad de unos u otros tipos estructurales.

Sin duda, resultaría más razonable que aquellos límites de deformación impuestos por razones independientes del material o tipología estructural, se definieran en una norma de ámbito general tal y como se hace, por ejemplo, en lo que se refiere a acciones.

A continuación se analizan los límites de deformación (y de esbeltez, en su caso) establecidos en diferentes normativas:

5.1. Instrucciones EH-91 y EF-88

Estrictamente hablando, la Instrucción española EH-91 (Ref. 4) no establece límites a las deformaciones de elementos estructurales sometidos a flexión. En su artículo 45.2, únicamente indica que "las piezas de hormigón armado sometidas a flexión se proyectarán con la rigidez necesaria para evitar que la flecha resultante pueda afectar a las condiciones de servicio de tales piezas o de otras partes de la construcción".

Es en el artículo 6.3.5 de la Instrucción EF-88 (Ref. 5) donde se establecen límites de deformación precisos aunque, lógicamente, son sólo aplicables a forjados. Las condiciones definidas en tal sentido son las siguientes (siendo L la luz del tramo y, en caso de voladizo, 1,6 veces el vuelo):

—Si el forjado sustenta o descansa en elementos no estructurales, la flecha activa sobre éstos se limitará a:

- Para forjados que sustenten particiones ejecutadas con ladrillos cerámicos recibidos con pasta de yeso: $L/400$ y $L/800 + 0,6$ cm.
- Para forjados que sustentan o descansan en otros elementos especialmente sensibles (tabiques muy rígidos, muros de cerramiento de fábrica, etc.): $L/500$ y $L/1000 + 0,5$ cm.

—Si el forjado no sustenta ni descansa en elementos no estructurales, la flecha total, a plazo infinito, no superará $L/250$ ni $L/500 + 1$ cm.

Consecuentemente, la Instrucción EF-88 establece límites en términos de flecha activa cuando existen elementos estructurales en contacto con los forjados, y en términos de flecha total de no ser así. (Con las cargas y procesos constructivos usuales en la edificación española, las limitaciones de flecha activa resultan mucho más restrictivas que las de la flecha total). Los valores máximos admisibles se establecen en función de la luz, si bien no varían de modo estrictamente lineal con ella.

Simultáneamente con las limitaciones de flecha antes comentadas, la Instrucción EF-88 establece un cuadro de esbelteces máximas, justificado en base a la no existencia de problemas de flechas perjudiciales o vibraciones incómodas. El cumplimiento de tales esbelteces no exime al proyectista de la comprobación de deformaciones, y debe considerarse un límite de lo razonable.

Canto mínimo de forjados según artículo 6.3.5 de EF-88

Tipo de tramo	Aislado		Continuo				Voladizo	
			Extremo		Interior			
Sustentación	Apoyados		Empotrados					
Acero (*)	AEH 500	AEH 400	AEH 500	AEH 400	AEH 500	AEH 400	AEH 500	AEH 400
De cubierta, sin elementos dañables inferiores	L/26	L/27	L/29	L/30	L/34	L/35	$L_0/10$	$L_0/11$
De piso, con elementos dañables	L/22	L/24	L/26	L/28	L/29	L/31	$L_0/9$	$L_0/9$
De piso, con elementos muy dañables o muros	L/20	L/22	L/22	L/24	L/27	L/29	$L_0/8$	$L_0/8$

(*) El tipo de acero es el de la armadura inferior para viguetas armadas, y el de la superior para el caso de viguetas pretensadas.

5.2. Norma MV-103

Tal y como ya se ha comentado, la normativa española correspondiente a estructuras de acero de edificación presenta un planteamiento de control de deformaciones completamente diferente al establecido en la normativa de estructuras de hormigón armado. En efecto, en la Norma MV-103 (Ref. 6), las limitaciones se establecen en términos de flecha total para la carga máxima de servicio (peso propio, cargas permanentes y sobrecargas). Sin embargo, el valor máximo de esta flecha total se acota en función del tipo de divisiones sustentadas así como de la luz del vano. Los límites así resultantes se recogen a continuación, debiéndose comentar que, en general, salvo vigas de gran luz, los mismos son más restrictivos que los establecidos para elementos estructurales de hormigón armado. En este sentido cabe pensar que la imposición de limitaciones de flecha homologables en uno y otro tipo de estructuras, podría modificar en cierta medida las actuales relaciones de competitividad entre las mismas.

Máximas relaciones flecha/luz según artículo 5.4.2. de MV-103

- Vigas o viguetas de cubierta 1/250
- Vigas hasta 5 m de luz que no soporten muros de fábrica 1/300
- Vigas de más de 5 m que no soporten muros de fábrica 1/400
- Vigas y viguetas que soporten muros de fábrica 1/500
- Ménsulas, medidas en el extremo libre 1/300

5.3. Eurocódigo EC-2

El Eurocódigo EC-2, relativo a diseño de estructuras de hormigón, en su versión de

Diciembre de 1989 (Ref. 7), toma como marco para el establecimiento de límites de deformaciones la Norma ISO-4356. De no existir requerimientos especiales de uso (en cuyo caso se remite a la citada Norma), el artículo 4.4.3.1 de EC-2, fija la doble limitación siguiente:

—Para garantizar el buen aspecto y funcionalidad de la obra, se establece un límite en la flecha total correspondiente a cargas cuasi-permanentes de $L/250$. Se admite introducir contraflechas para compensar parcial o totalmente la deformación, siempre que no superen el anterior valor de $L/250$.

—Para evitar daños en elementos no estructurales en contacto con piezas flectadas, se considera razonable un límite de la deformación activa de las mismas de $L/500$.

Simultáneamente con estos límites, el Eurocódigo EC-2 proporciona, en su artículo 4.4.3.2, la tabla adjunta. En ella se fijan límites de relaciones luz/canto útil para diversos elementos estructurales a flexión, con diferentes condiciones de extremo. La tabla considera dos posibles niveles de compresión en el hormigón: hormigón ligeramente comprimido, correspondiente a una cuantía geométrica de armado longitudinal del 0,5%; y hormigón fuertemente comprimido, correspondiente a cuantías geométricas del 1,5%. Todos los límites han sido deducidos para una tensión de servicio en la armadura de la sección central del vano, o de arranque en voladizos, de 250 N/mm^2 , correspondiente, en condiciones normales, a acero AEH-400. Para otros tipos de acero, o criterios de armado, los valores pueden multiplicarse por $250/f_s$, siendo f_s la tensión de servicio en la sección determinante. El cumplimiento de la esbeltez correspondiente exime al proyectista de comprobar deformaciones.

Los valores de la tabla han sido analizados por los autores utilizando diferentes métodos de

TABLA 4.13 DE EC-2

Esbelteces básicas L/d para elementos de hormigón armado en flexión simple

Sistema estructural	Hormigón fuertemente comprimido	Hormigón ligeramente comprimido
Viga biapoyada Placa uni o bidireccional simplemente apoyada	18	25
Viga continua en un extremo Placa bidireccional continua en dirección larga	23	32
Viga continua en dos extremos Tramos interiores de placa uni o bidireccional	25	35
Placa sobre soportes aislados	21	35
Voladizos	7	10

cálculo (Refs. 8 y 9), observándose que, para las condiciones de carga y proceso constructivo habituales en la edificación española, los mismos efectivamente garantizan deformaciones totales inferiores a L/250. Sin embargo, el empleo usual en España de estructuras relativamente ligeras (en base a forjados aligerados) hace más restrictivas las limitaciones de deformaciones activas, no pudiéndose asegurar con carácter general flechas activas inferiores a L/500 en base a tales esbelteces.

5.4. Eurocódigo EC-3

Como sucede en la reglamentación española, el Eurocódigo EC-3 (Ref. 10), relativo a diseño de estructuras de acero, presenta un planteamiento diferente al del Eurocódigo EC-2 de hormigón armado, en materia de limitación de deformaciones. En efecto, en el reglamento europeo de estructuras de acero se propone una doble limitación; de una parte, se acota la flecha total correspondiente a la carga máxima de servicio (δ_{\max}); de otra, se limita la fracción de esta flecha debida a sobrecargas más posibles deformaciones dependientes del tiempo (δ_2).

Los límites impuestos en uno y otro caso varían linealmente con la luz del vano y dependen de las características de los elementos sustentados. Los mismos son válidos para voladizos, aunque adoptando una luz igual al doble de la de cálculo.

En todos los casos, estos límites resultan inferiores a los impuestos en la norma española MV-103 y, en general, pueden calificarse del orden de magnitud de los establecidos en el Eurocódigo EC-2 para estructuras de hormigón. Asimismo, se debe indicar que dentro del ámbito de las estructuras de edificación, los límites de deformaciones (verticales y horizontales) establecidos en el Eurocódigo EC-3 para estructuras de acero son asumidos por el Eurocódigo EC-4 (Ref. 11) relativo a estructuras mixtas hormigón-acero.

5.5. Código Modelo CEB-FIP 1990

El Código Modelo C.E.B.-F.I.P. 1990 (Ref. 12) es coincidente en materia de límites de flecha con el Eurocódigo EC-2 antes comentado. Los valores máximos admisibles de deformación se fijan en L/250 para la flecha total y

TABLA 4.1 DE EC-3

Límites recomendados para deformaciones verticales

Condiciones del elemento estructural	δ_{\max}	δ_2
Estructuras de cubiertas, en general	L/200	L/250
Estructuras de cubiertas transitables	L/250	L/300
Estructuras de piso, en general	L/250	L/300
Estructuras unidas a elementos dañables	L/250	L/350
Estructuras que recogen soportes	L/400	L/500
Cuando δ_{\max} pueda afectar a la estética	L/250	—

L/500 para la flecha activa. Asimismo, se establecen prácticamente los mismos límites de esbeltez que en el Eurocódigo EC-2 para eximir al proyectista de efectuar comprobaciones de flecha.

5.6. Norma Británica BS-8110

El anterior código británico CP-110 (Ref. 13) establecía una terna de limitaciones en relación con las deformaciones, las cuales han sido mantenidas en la actual norma BS-110 (Ref. 14):

—La flecha total a tiempo infinito, incluyendo los efectos de temperatura, fluencia y retracción, se limita a L/250.

—En caso de piezas de hormigón pretensado que deban sustentar elementos no estructurales, la contraflecha se limita a L/300.

—La flecha activa sobre tabiquería no deberá superar el valor inferior de L/350 y 20 mm para elementos de división no frágiles o de L/500 y 20 mm para divisiones frágiles.

Asimismo, para vigas de sección rectangular o "T", el código británico establece esbelteces o relaciones luz/canto útil, por debajo de las cuales se garantiza, para vanos de hasta 10 metros, deformaciones totales por debajo de L/250 y flechas activas inferiores al menor valor entre L/350 y 20 mm. La Tabla 3.10 de BS-8110 proporciona tales esbelteces para vigas rectangulares o en "T" con relaciones b_w/b inferiores a 0,3. Relaciones b_w/b superiores pueden interpolarse linealmente entre los valores dados. En edificación convencional, el cumplimiento de estas esbelteces, exime al proyectista de comprobar deformaciones. Para luces mayores de 10 metros, siempre que no se trate de voladizos ni sea necesario limitar deformaciones activas, las esbelteces de la tabla pueden utilizarse corregidas por el factor $10/L$, siendo L la luz del vano en metros. Se considera así el efecto de la luz sobre la flecha, penalizándose las relaciones para luces elevadas.

El código británico permite considerar el efecto de la armadura de tracción y compresión sobre estos valores. Para ello, las expresiones que siguen facilitan factores correctores de las

esbelteces límite, en función de las cuantías geométricas de tracción y compresión, así como de la tensión de servicio de las armaduras. Tales expresiones se encuentran tabuladas en 3.11 y 3.12 de BS-8110:

Factor modificador para la armadura de tracción:

$$0,55 + \frac{477 - f_s}{120 \cdot (0,9 + M/(bd^2))} \leq 2,0$$

donde M es el momento último de cálculo en el centro del vano (o en la sección de arranque para voladizos); y f_s es la tensión de servicio en la armadura de tracción.

Factor modificador para la armadura de compresión:

$$\frac{1 + (100 \cdot A_{s,real}) / (b \cdot d)}{3 + (100 \cdot A_{s,real}) / (b \cdot d)} \leq 1,5$$

donde $A_{s,real}$ incluye todas las barras en compresión, incluso las no efectivamente sujetas por la armadura transversal.

5.7. American Concrete Institute (A.C.I.)

A nivel de limitación de deformaciones, dentro del American Concrete Institute, es necesario distinguir entre la documentación elaborada por el Comité ACI-435, especializado en el campo de deformaciones en elementos estructurales de hormigón (Ref. 15), y el articulado del Código ACI-318 (Ref. 16). Las conclusiones recogidas en una y otra publicación, aún manteniendo directrices comunes presentan ciertas diferencias.

Uno de los textos más especializados y completos en relación a limitación de deformaciones es precisamente el citado documento del Comité 435 del A.C.I. (Ref. 15), recogido en la monografía de J.I. Alvarez Baleriola y otros (Ref. 2). A partir de él puede establecerse una clasificación en cuatro grandes grupos, de los efectos indeseables que pueden ser ocasionados por la excesiva deformabilidad de la estructura, fijándose paralelamente las limitaciones de deformación que intentan controlar tales efectos:

TABLA 3.10 DE BS-8110
Esbelteces L/d básicas para vigas rectangulares o en "T"

Condiciones de apoyo	Sección rectangular	Sección "T" ($b_w/b \leq 0,3$)
Voladizo	7	5,6
Simplemente apoyada	20	16,0
Continua	26	20,8

1. Limitaciones basadas en razones de índole sensorial:

—La limitación por razones “visuales” o “estéticas” queda a criterio del proyectista. Se debe basar en la flecha a tiempo infinito producida por la totalidad de cargas y sobrecargas.

—A fin de evitar vibraciones perceptibles por el hombre, la flecha instantánea originada por la sobrecarga de uso se limita a $L/360$.

2. Limitaciones tendentes a garantizar la funcionalidad de la estructura y la edificación:

—La flecha total a tiempo infinito de superficies planas que deban evacuar aguas se limita a $L/240$. Se pretenden evitar así problemas funcionales de retención de aguas.

—En aquellos suelos en los que sean necesarias especiales condiciones de nivelación, por ejemplo los de instalaciones deportivas, la flecha o contraflecha total máxima se limita a $L/360$, en tanto que la flecha posterior a la instalación del suelo se acota en $L/600$.

—Cuando se prevé la instalación de maquinarias, se cumplirán los requisitos de nivelación exigidos por el fabricante.

3. Limitaciones basadas en evitar daños o pérdida de funcionalidad en elementos no estructurales:

—Para evitar daños en muros o tabiques de albañilería, la limitación de la flecha activa sobre los mismos se establece en el menor valor entre $L/600$ y 7,6 mm (0,3”). Asimismo, el giro máximo del elemento sobre el que apoya el muro o tabique se limita, en el punto de apoyo, a $\phi = 0,00167$ radianes. (Esta última condición equivale a limitar el posible desplome de las divisiones a $1/600$ de su altura).

—Cuando los elementos de división sean de tipo mampara, las limitaciones anteriores sobre la flecha activa se reducen a $L/240$ ó 25,4 mm (1”).

—A fin de eliminar el riesgo de desperfectos en los enlucidos de los techos o falsos techos rígidos, la flecha producida con posterioridad al acabado de éstos se limita a $L/360$. Cuando se trate de falsos techos a base de placas suspendidas (falsos techos acústicos, por ejemplo), la limitación anterior se reduce a $L/180$.

—La flecha total de origen térmico (temperaturas diferenciales) se limita al menor valor de $L/300$ ó 15,2 mm (6”).

—Los movimientos horizontales de cada planta (consecuencia de la acción del viento) se limitan al menor valor de $0,002.h$ ó 3,8 mm (0,15”).

4. Limitaciones basadas en evitar el daño en elementos estructurales:

—Cuando las deformaciones puedan afectar a la estabilidad de la estructura, o alterar su esquema de trabajo o distribución de tensiones, sus efectos se deberán considerar en el diseño y cálculo de la misma. (Esta consideración puede ser particularmente importante en arcos o columnas esbeltas).

—Los efectos dinámicos susceptibles de incrementar las deformaciones y tensiones estáticas, deben ser tenidos en cuenta en el cálculo. El cumplimiento de las limitaciones de deformación impuestas por otros motivos se deberá verificar sobre las deformaciones totales (estáticas más amplificación dinámica). Esta consideración se efectúa con especial mención a estructuras sometidas a fuertes acciones de viento, cargas móviles de entidad, o que contengan maquinaria.

El Código ACI-318 (Ref. 16) en su apartado 9.5 recoge una parte de las limitaciones anteriormente comentadas, haciéndolas preceptivas en estructuras de hormigón de edificación. Se establecen así los siguientes límites de deformación bajo cargas de servicio:

—En forjados de cubiertas planas que no soporten ni estén vinculadas a elementos dañables por deformabilidad excesiva, la limitación se establece en términos de flecha instantánea debida a sobrecargas, acotándose la misma a un máximo de $L/180$. Este límite no necesariamente garantiza la adecuada evacuación de aguas, por lo que el proyectista debe verificar este extremo.

—En forjados de piso que no soporten o estén unidos a elementos dañables por deformabilidad excesiva, la limitación se efectúa igualmente en términos de flecha instantánea debida a sobrecargas, si bien el límite se eleva hasta $L/360$.

—En forjados de cubierta o piso que soporten o estén unidos a elementos no estructurales no muy probablemente dañables por deformabilidad excesiva, la limitación se establece en términos de flecha activa sobre dichos elementos, acotándose su máximo valor en $L/240$ (salvo que las características de los elementos dañables exijan límites más restrictivos).

—En forjados de cubierta o piso que soporten o estén unidos a elementos no estructurales dañables por deformabilidad excesiva, la limitación se establece en términos de flecha activa y se acota en $L/480$ (salvo que se adopten medidas constructivas que permitan aliviar este límite).

Conjuntamente con estas limitaciones, el Código ACI-318 proporciona un cuadro de

TABLA 9.5 (a) DE ACI-318

Espesores mínimos de vigas o losas unidireccionales no pretensadas, salvo que se comprueben deformaciones (Elementos no vinculados a particiones muy dañables)

Elemento	Bi-apoyada	Un extremo continuo	Dos extremos continuos	Voladizo
Losa maciza Unidireccional	L/20	L/24	L/28	L/10
Viga o losa nervada unidireccional	L/16	L/18,5	L/21	L/8

espesores mínimos o relaciones límite luz/canto para vigas y losas unidireccionales que no sustenten elementos muy dañables por deformaciones excesivas, por debajo de las cuales no es precisa la comprobación de deformaciones.

5.8. Otras Normativas

Fuera de nuestro entorno geográfico y económico más inmediato, cabe citar algunas limitaciones de deformación expuestas en diferentes normativas:

Las reglamentaciones soviética y rumana analizadas en (Ref. 17), limitan la flecha total admisible en forjados en función de su tipología y de su luz del siguiente modo:

—Forjados sin nervios:

$$\begin{aligned} L < 7 \text{ m}; & \quad \delta_f/L \leq 1/200 \\ L \geq 7 \text{ m}; & \quad \delta_f/L \leq 1/300 \end{aligned}$$

—Forjados con nervios:

$$\begin{aligned} L < 5 \text{ m}; & \quad \delta_f/L \leq 1/200 \\ 5 \text{ m} \leq L < 7 \text{ m}; & \quad \delta_f/L \leq 1/300 \\ L \geq 7 \text{ m}; & \quad \delta_f/L \leq 1/400 \end{aligned}$$

Por su parte, la norma checoslovaca establece limitaciones esencialmente coincidentes con las planteadas por el A.C.I.

6. LIMITACION DE DEFORMACIONES HORIZONTALES DE EDIFICIOS EN ALTURA

En edificios de cierta altura, conjuntamente con las limitaciones ya comentadas anteriormente, es necesario controlar y limitar el movimiento lateral de la estructura frente a acciones horizontales de viento. En determinadas condiciones, este límite puede llegar a ser uno de los condicionantes en la elección y dimensionamiento del sistema estructural.

Paralelamente con la situación expuesta en relación con las deformaciones verticales de origen gravitatorio, conforme progresa el desarrollo de edificios en altura, las flechas

horizontales y el control de las oscilaciones resultan más determinantes en el proyecto. Los incrementos de altura y esbeltez, la mejora de la capacidad resistente de los materiales estructurales, y el progresivo refinamiento de los modelos de análisis han contribuido a crear estructuras más deformables.

Con ciertas matizaciones, las razones que motivan el control de la deformación lateral de un edificio en altura son coincidentes con aquéllas que han sido planteadas con carácter general y específicamente analizadas para deformaciones verticales de origen gravitatorio. Dentro de ellas conviene destacar las siguientes:

—Comodidad de los usuarios: La percepción del movimiento lateral del edificio ante la acción horizontal del viento produce efectos no deseables en sus ocupantes.

—Problemas funcionales: Determinados niveles de deformación pueden limitar el desarrollo de algunos de los usos del edificio. Especialmente hay que señalar las necesidades de nivelación y/o reposo de ciertos equipos.

—Daños en elementos no estructurales: La existencia de deformaciones horizontales excesivas puede motivar el deterioro de elementos constructivos, especialmente divisiones, cerramientos y techos. Es de destacar en este sentido que determinados sistemas originan que elementos constructivos en principio no estructurales colaboren en la rigidización lateral del edificio y disipen energía ante acciones horizontales. En todo caso las tendencias constructivas actuales tienden a independizar la estructura.

—Pérdida de seguridad de la estructura: Niveles excesivos de deformación horizontal pueden alterar la distribución de esfuerzos en los elementos y secciones de la estructura e incluso generar problemas de inestabilidad. De acuerdo con el comentario al artículo 43,4 de la Instrucción EH-91 (Ref. 4), para estructuras de hormigón armado usuales de edificación, con menos de 15 plantas y desplazamientos en

cabeza inferiores a $H/750$ es posible su análisis en base a esfuerzos calculados en teoría de primer orden. Deformaciones horizontales superiores (así como estructuras no comprendidas en las características anteriores) exigen análisis en teoría de segundo orden.

El estudio riguroso del problema del "comfort" de los usuarios de los edificios ante la acción del viento, exige el análisis dinámico del mismo, tal y como se presenta en el apartado que sigue. Asimismo, el control de al menos una parte de los efectos no deseables antes comentados, exige la limitación, dentro de niveles aceptables, del movimiento lateral en un sentido amplio, incluyendo velocidad, aceleración o la variación de ésta, conocida como "jerk", y no exclusivamente de los desplazamientos máximos. A partir de experimentaciones directas y de mediciones en distintos edificios, se ha obtenido la respuesta humana ante este tipo de movimientos, analizando el efecto de las principales variables involucradas. Algunos de tales resultados se recogen en el apartado posterior.

A pesar del carácter dinámico del problema, tanto las normativas como la práctica profesional han operado a menudo limitando casi exclusivamente la deformación lateral máxima del edificio, generalmente a partir de aproximaciones estáticas o cuasi-estáticas al problema. En este sentido, con independencia de los planteamientos que se exponen posteriormente, a continuación se efectúa una revisión de las limitaciones más usuales, recogidas por L.D. Maritano y F. Aguirre (Ref. 18).

En el diseño de los primeros rascacielos se utilizó como límite el valor de $H/380$. Este valor hubiera conducido a una excesiva deformabilidad lateral de no haber sido por la rigidización aportada por cerramientos y particiones de fábrica no contabilizadas en el cálculo.

La progresiva desaparición de cerramientos y divisiones de fábrica, así como la tendencia a independizar la estructura de gran parte de los elementos constructivos, condujo a flexibilizar el edificio al tiempo que la estructura se convertía en la única parte resistente del mismo frente a acciones horizontales. Como consecuencia de ello, los límites de la deformación horizontal máxima se situaron en torno a $H/500$ ó $H/600$, valor que conduce a resultados aceptables en estructuras de hormigón de mayor masa y amortiguamiento. Así, tanto las normas del Uniform Building Code y National Building Code de Canadá como el ya citado Comité ACI-435 (Ref. 15), adoptan el límite de $H/500$. Esta última institución recomienda, además, limitar el desplazamiento horizontal de cualquier planta a 3,8 mm (0,15").

Para los edificios en altura de estructura metálica, las Recomendaciones de la Conven-

ción Europea de la Construcción Metálica (Ref. 19), establecen un límite para el desplazamiento horizontal producido por las acciones de servicio, de $1/300$ de la altura si la evaluación del desplazamiento se efectúa para la estructura sola, sin incluir la rigidización aportada por los cerramientos. Por el contrario, si dicha rigidización es incluida en análisis (lo cual se admite explícitamente en las citadas Recomendaciones), el límite exigido es de $1/500$. Estos límites se aplican tanto al edificio en conjunto como a cualquiera de sus alturas. Obviamente, las anteriores limitaciones parece que deben considerarse aplicables exclusivamente en edificios donde los cerramientos sean suficientemente rígidos, lo cual no es el caso, por supuesto, de las fachadas de "muro cortina".

También para edificios de gran altura construidos con estructura metálica, en la publicación del ASCE (Ref. 20), se encuentran referenciados valores calculados del desplazamiento horizontal debido a la acción del viento, comprendidos entre $1/370$ y $1/1100$ de la altura. Como práctica en el diseño de edificios de oficinas en la ciudad de Nueva York, se citan límites de $1/333$ a $1/500$ para edificios con cerramientos de fábrica, y de $1/400$ a $1/666$ para edificios con "muros cortina".

En cualquier caso, en materia de límites de deformabilidad horizontal, se aprecia análogo grado de descoordinación que el observado para los límites de deformación vertical entre los códigos de estructuras metálicas y de hormigón, aún cuando los estados límites contemplados deberían regularse con valores coherentes, con independencia del tipo de estructura del edificio.

Como ha quedado indicado, cuando el límite del desplazamiento horizontal persigue acotar las posibles molestias producidas a los usuarios del edificio, el fenómeno debe considerarse esencialmente bajo su aspecto dinámico, cuestión que se expone en el apartado siguiente. Como prueba de que un mero incremento del límite de deformación estática puede no ser suficiente, por sí sólo, para evitar dichos efectos, en la misma referencia anterior se cita el caso de un edificio construido en 1970, calculado con un límite conservador de $1/700$ de la altura para la deformación horizontal estática, cuyos ocupantes denunciaban molestias diversas bajo la acción del viento.

7. LIMITACION DE LA DEFORMABILIDAD DE CARACTER DINAMICO

El estado límite de servicio en el cual las deformaciones de carácter dinámico pueden afectar al uso normal de las construcciones se

conoce como *estado límite de vibraciones*. No es frecuente su análisis en estructuras de edificación, si bien en determinadas circunstancias el mismo puede ser de la máxima importancia:

—Estructuras esbeltas sometidas a la acción del viento, para las que ésta puede ocasionar oscilaciones que, como se introdujo en el apartado precedente, entre otros efectos no deseables afecten al “confort” de sus ocupantes.

—Zonas públicas o privadas con paso simultáneo de peatones y de tráfico rodado.

—Otras situaciones, como las vibraciones producidas por maquinaria, que no serán consideradas en este trabajo.

En estos casos, los diversos reglamentos actuales establecen límites empíricos para las aceleraciones u otras derivadas del movimiento, dependiendo de las condiciones de los usuarios, tanto objetivas (condiciones de trabajo especiales, en hospitales, oficinas, etc.) como subjetivas: las vibraciones que el usuario está preparado para tolerar son muy variables según las circunstancias y, de hecho, la percepción del movimiento no necesariamente implica que éste resulte “molesto” (compárese, por ejemplo, la predisposición de un peatón en este sentido circulando por una vía pública con la del usuario de una vivienda).

Para el análisis correcto del estado límite de vibraciones, es esencial descartar cualquier pretensión de su control, reforzando sin más los límites de la deformabilidad estática de la estructura: se trata de conceptos diferentes que requieren tratamientos diferenciados. En este sentido, la literatura proporciona ejemplos de construcciones que han manifestado un comportamiento dinámico inadecuado, a pesar de haber sido proyectados con límites exigentes en términos de deformabilidad estática. Los trabajos de Reed (Ref. 21) o Le Messurier (Ref. 22) pueden destacarse en esta línea.

Como aclaración de esta idea, y con intención meramente cualitativa y no cuantitativa, puede considerarse el caso en que el modo primero (o fundamental) de vibración puede entenderse (cualitativamente) por asimilación al comportamiento de un oscilador de un solo grado de libertad, de rigidez equivalente K_e y masa equivalente concentrada m_e . Para este sencillo sistema rigen las siguientes relaciones:

—Frecuencia propia: $n = \omega/2\pi = 1/T$

siendo T el período propio y ω la frecuencia “circular” natural, $\omega = \sqrt{K_e/m_e} = \sqrt{K_e \cdot g/P_e}$ en donde g es la aceleración de la gravedad ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$), y, $P_e = m_e \cdot g$ es el peso correspondiente a la masa m_e .

—Aceleración de las oscilaciones libres: $a = \omega^2 \cdot \Delta u$

siendo Δu la amplitud de las oscilaciones.

Generalmente Δu puede suponerse proporcional a la flecha estática $u_{est} = F_e/K_e$ correspondiente al valor “nominal” de la acción que produce las oscilaciones (acciones “cuasiestáticas” debidas al viento definidas por las normas; cargas de tráfico, incluidos efectos de “impacto”; etc.). Es decir, $\Delta u = \alpha \cdot u_{est} = \alpha \cdot F_e/K_e$, siendo α un cierto coeficiente numérico. Entonces se tiene: $a = \omega^2 \cdot \alpha \cdot u_{est} = \alpha \cdot (F_e/P_e) \cdot g$, de donde se desprende la conclusión, ciertamente paradójica, de que (en esta aproximación orientativa), las aceleraciones vienen a ser independientes de la rigidez estática K_e , siendo en cambio fundamental para el control de las aceleraciones la masa m_e (o el peso P_e), adecuadamente proporcionado al valor de las acciones (F_e).

Otro aspecto básico del comportamiento dinámico de las construcciones es el llamado “amortiguamiento” de las oscilaciones, cuya caracterización precisa puede encontrarse en la literatura técnica, y que tampoco tiene ninguna relación con la rigidez estática de la estructura. El amortiguamiento propio de las construcciones puede incrementarse deliberadamente mediante dispositivos apropiados, si bien éste es un recurso raramente puesto en práctica, a pesar de su potencial interés. El amortiguamiento propio de las estructuras de edificación usuales depende fundamentalmente del tipo de material y medios de unión empleados. Así, puede afirmarse a grandes rasgos que el amortiguamiento estructural de las estructuras de hormigón armado es del orden de dos veces el de las estructuras metálicas atornilladas, cinco veces el de las estructuras metálicas soldadas, y más del doble de las estructuras de hormigón pretensado. Más datos y mayor información sobre el amortiguamiento estructural puede encontrarse, por ejemplo, en las Recomendaciones CECM-1987 (Ref. 23).

Si se considera que la componente oscilante (Δu en las expresiones anteriores) de las oscilaciones forzadas por la acción del viento varía aproximadamente de forma inversamente proporcional a la raíz cuadrada del llamado “decremento logarítmico” δ (parámetro que cuantifica la intensidad del amortiguamiento), en la expresión de las aceleraciones $a = \alpha \cdot (F_e/P_e) \cdot g$, se tendrá $\alpha \propto 1/\sqrt{\delta}$, y por lo tanto, $a \propto 1/(P_e \cdot \sqrt{\delta})$. Es decir, las aceleraciones varían, en primera aproximación, de forma inversa al producto $P_e \cdot \sqrt{\delta}$, lo cual sirve de orientación al proyectista acerca de las variables efectivas para lograr diseños con comportamiento dinámico aceptable.

A partir de experimentaciones directas y de mediciones en distintos edificios, se ha obtenido la respuesta humana ante este tipo de movimientos. Así, para estructuras esbeltas sometidas a la acción del viento, se establecieron por

Chang (Ref. 24) los siguientes límites empíricos de las aceleraciones:

—Aceleraciones no percibibles	$a < 0,005 \text{ g}$
—Aceleraciones percibibles	$0,005 \text{ g} \leq a < 0,015 \text{ g}$
—Aceleraciones molestas	$0,015 \text{ g} \leq a < 0,050 \text{ g}$
—Aceleraciones muy molestas	$0,050 \text{ g} \leq a < 0,150 \text{ g}$
—Aceleraciones intolerables	$a \geq 0,150 \text{ g}$

Khan y Parmelee (Ref. 25) establecen conclusiones similares, señalando el valor de 0,004 g como umbral de las aceleraciones percibibles y 0,02 g como límite de las aceleraciones molestas, siempre en referencia a condiciones propias de edificios destinados al uso de vivienda, oficinas o similares.

Más recientemente, la citada Convención Europea de la Construcción Metálica (Ref. 23) ha propuesto un criterio mucho más elaborado para el control del "comfort" de los usuarios de edificaciones sometidas a la acción del viento. Para frecuencias propias comprendidas en el intervalo $2 \text{ s}^{-1} < n \leq 8 \text{ s}^{-1}$, los límites de las aceleraciones horizontales recomendadas por la CECM son, aproximadamente:

—Aceleración admisible	$a \leq 0,0012 \text{ g} \cdot k_1 \cdot k_2$
—Aceleración tolerable dos veces por año	$a \leq 0,004 \text{ g} \cdot k_1 \cdot k_2$
—Aceleración molesta (inadmisible)	$a \leq 0,012 \text{ g} \cdot k_1 \cdot k_2$

siendo $k_1 \geq 1$ un coeficiente que depende del uso del edificio:

—Trabajos de precisión,	
hospitales	$k_1 = 1$
—Viviendas	$k_1 = 1,4$
—Oficinas	$k_1 = 4$
—Fábricas	$k_1 = 8$
—Circulación de peatones	$k_1 = 16$

y siendo $k_2 \geq 1$ un factor que depende de la frecuencia propia. Para frecuencias propias elevadas, correspondientes a estructuras rígidas y/o con poca masa ($n > 6 \text{ a } 10 \text{ s}^{-1}$), k_2 crece aproximadamente de forma proporcional a n , lo cual equivale a reconocer que, en tal caso, la magnitud determinante es de hecho la velocidad, más que la aceleración, de las oscilaciones. En cambio, para frecuencias pequeñas ($n < 3 \text{ s}^{-1}$), k_2 aumenta al disminuir n , lo cual equivale a limitar las derivadas más altas del movimiento. Para aceleraciones verticales, se admite un incremento del 40% de los límites anteriores.

Por otra parte, las Recomendaciones CECM-1987 (Ref. 23) proporcionan límites y procedimientos de cálculo tanto de las aceleraciones en la dirección del viento como en la dirección transversal, e incluso de las posibles velocidades de rotación torsional. Para estas últimas se establece un límite de 0,001 rad/s (velocidad de percepción de las rotaciones del edificio

mirando hacia fuera por una ventana), límite que se admite sea alcanzado una vez por año.

Para el segundo caso de importancia del estado límite de vibraciones en la edificación, correspondiente a circulación peatonal en zonas públicas con tráfico simultáneo de vehículos, cabe recurrir a la experiencia acumulada al respecto en puentes de carretera. En tal caso, probablemente los límites establecidos para estas construcciones deben endurecerse si las condiciones de uso se consideran no asimilables o más exigentes que las de una vía pública.

Para este tipo de fenómenos se reconoce también en la literatura técnica una tendencia a limitar las derivadas más altas del movimiento a medida que disminuye la frecuencia propia n , tal y como han propuesto Postlethwaite (Ref. 26) o Dieckmann (Ref. 27). Para $n < 5 \text{ s}^{-1}$, para

el caso de puentes y construcciones asimilables con paso de peatones, la aceleración máxima tolerable puede ser del orden de 0,050 g, a 0,125 g. Para $n > 5 \text{ s}^{-1}$, es la velocidad de las oscilaciones la que se limita de 1,25 a 3,65 cm/s.

Por su parte, la norma británica BS CP-117 (Ref. 28) establece una limitación equivalente a acotar la velocidad a un máximo de 5,65 cm/s, para el paso de un vehículo significativo de 20 t. La velocidad de las oscilaciones se estima por la expresión $v = \omega \cdot \Delta u = 2\pi n \cdot \alpha \cdot u_{est}$, siendo u_{est} la flecha estática y α un coeficiente que, para puentes mixtos, adopta los valores siguientes:

$$\alpha = 0,75 \text{ si } n < 4 \text{ s}^{-1}$$

$$\alpha = 0,40 \text{ si } n \geq 4 \text{ s}^{-1}$$

Las recientes propuestas de instrucción IPM-1991 (Ref. 29) e IPX-1991 (Ref. 30) proponen un límite de las aceleraciones de las oscilaciones debidas al tráfico, variable con la frecuencia:

$$a \text{ (m/s}^2\text{)} \leq 0,5 \cdot \sqrt{n}, \text{ con } n \text{ en s}^{-1}$$

donde las aceleraciones deben calcularse también para el paso de un vehículo de 20 t. En términos de velocidad de las oscilaciones, el límite anterior equivale a exigir:

$$v \text{ (cm/s)} \leq 20/\sqrt{n}, \text{ con } n \text{ en s}^{-1}$$

Para la aplicación en edificación de estos límites utilizados en el proyecto de puentes,

para condiciones de uso no asimilables a circulación de peatones por calzadas públicas, se sugiere reducirlos en la proporción $k_1/16$, siendo k_1 el coeficiente propuesto en CECM-87 que fue anteriormente indicado. Asimismo, también los valores significativos de las acciones de tráfico susceptibles de producir vibraciones, se reducirán siempre que el tráfico se limite a vehículos de turismo u otros. Tal puede ser el caso de garajes o calzadas de uso privado, etc.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. RUSCH, H., Hormigón Armado y hormigón pretensado. Compañía Editorial Continental, S.A. Barcelona, 1975.

2. ALVAREZ BALERIOIA, J.I., BAQUEDANO, F., GUTIERREZ, J.P., RECUERO, A. Fisuración y cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado. Monografías del Instituto Eduardo Torroja, nº 376-377. Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Madrid, 1984.

3. PFEFFERMANN, O.: The behaviour of brick partitions with deformation of their support. Second Inst. Brick Masonry Conference. Stoke on Trent. 1970.

4. EH-91. Instrucción para el proyecto de obras de hormigón en masa o armado. Comisión Permanente del Hormigón. M.O.P.U. 1991.

5. EF-88. Instrucción para el proyecto y ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado. Comisión Permanente del Hormigón. M.O.P.U. 1988.

6. NBE-MV-103. Cálculo de las estructuras de acero laminado en edificación. Ministerio de la Vivienda. Madrid, 1972.

7. EC-2. Eurocode No. 2. Design of concrete structures. Part 1. General rules and rules for buildings. Commission of the European Communities. Revised final draft. 1989.

8. ORTIZ, J., DEL RIO, A.: Estudio crítico del cálculo de flechas en vigas de hormigón armado según la Instrucción EH-88. Hormigón y Acero, Nº 173. 1989.

9. DEL RIO, A., ORTIZ, J.: Método simplificado para el cálculo de flechas en vigas de hormigón armado adaptado al Eurocódigo EC-2. Hormigón y Acero. Nº 173. 1989.

10. EC-3. Eurocode No. 3. Design of steel structures. Part 1. General rules and rules for buildings. Vol. 1. Commission of the European Communities. Edited draft. 1990.

11. EC-4. Eurocode No. 4. Design of composite steel and concrete structures. Part 1. General rules and rules for buildings. Commission of

the European Communities. Revised draft. Issue 1. 1990.

12. CEB-FIP Model Code 1990.

13. BS-CP-110: British code of practice. British Standard Institution. Londres.

14. BS-8110: Structural use of concrete. British Standard Institution. 1985.

15. ACI-435: Allowable deflections. American Concrete Institute. Comité ACI-435. Journal of ACI. Junio 1968.

16. ACI-318: Building code requirements. Manual of concrete practice. American Concrete Institute. 1985.

17. Centre Scientifique et Technique de la Construction. Fissuration des cloisons de maçonnerie due a une déformation excessive du support. Etude expérimentale. Revue nº 3. Bélgica. Mayo-Junio 1969.

18. L.D. MARTORANO, F. AGUIRRE: Sistemas de rigidización de edificios de altura frente a acciones de viento y sismo. Monografías de Instituto Eduardo Torroja. Nº 342. Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Madrid. 1972.

19. Convención Europea de la Construcción Metálica (C.E.C.M.): European recommendations for steel construction. 1978.

20. HIGGINS, T.R. et al.: Structural design of tall steel buildings. Monograph on Planning and Design of Tall Buildings. Vol. SB. ASCE. 1979.

21. REED, J.W.: Wind-induced motion and human discomfort in tall buildings. Research Report. No. R71-42. Massachusetts Institute of Technology. 1971.

22. LE MESSURIER, W.J.: Summary report. Planning and design of tall buildings. Proceedings of the 1972 ASCE-IABSE International Conference. Vol. 2. ASCE. pp. 715-717. 1973.

23. Convención Europea de la Construcción Metálica (C.E.C.M.): Recommendations pour le calcul des effets du vent sur les constructions. CTICM. No. 1. 1989.

24. CHANG, F.K.: Human response to motions in tall buildings. Journal of the Structural Division. ASCE. Vol. 99. No. ST6. pp. 1259-1272. 1973.

25. KHAN, F.R., PARMELEE, R.A.: Service criteria for tall buildings for wind loading. Proceedings 3rd. International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures. Tokyo, 1971.

26. POSTLETHWAITE, F.: Human susceptibility to vibration. Engineering. Vol. 157. p. 61. 1944.

27. DIECKMANN, D.: *Über Einwirkungen mechanischer Schwingungen bis 100 Hertz auf den Menschen*, Verein Deutschen Ingenieure. Berichte. Vol. 24. p. 117. 1957.

28. BS-CP-117: *Composite construction in structural steel and concrete. Part II. Beams for bridges*. British Standard Institution. 1967.

29. IPM-1991: *Propuesta de Instrucción para el Proyecto de Puentes Metálicos*. M.O.P.U. 1991.

30. IPX-1991: *Propuesta de Instrucción para el Proyecto de Puentes Mixtos*. M.O.P.U. 1991.

RESUMEN

La deformación de los elementos estructurales debe mantenerse dentro de límites que garanticen el aspecto, funcionalidad e integridad de la estructura y la construcción sustentada. Tales límites deben también evitar el daño sobre elementos constructivos vinculados a la estructura, como cerramientos, divisiones o acabados. Asimismo deben controlarse las vibraciones y deformaciones de carácter dinámico a fin de que no interfieran con la comodidad de los usuarios. En casos extremos, las deformaciones excesivas pueden afectar a la durabilidad, seguridad o estabilidad de la propia estructura.

El refinamiento de los modelos de análisis frente a estados límites últimos, la mejora resistente de los materiales y la consiguiente reducción progresiva de secciones han incrementado en los últimos años la deformabilidad de las estructuras. La aparición de problemas patológicos por esta causa ha hecho cada día más necesario el control de las deformaciones.

En este trabajo se analizan los efectos de las deformaciones excesivas, exponiendo los criterios usuales de limitación para evitarlos. Asimismo se revisan y comparan pormenorizadamente los límites usuales de deformación

planteados en las principales normativas, recomendaciones y publicaciones técnicas. Tal revisión incluye limitación de deformaciones estáticas verticales y horizontales para estructuras de edificación. El apartado final introduce el control de deformaciones de carácter dinámico. El estudio se centra en el efecto de la acción del viento sobre edificios de altura así como de las vibraciones debidas al tráfico, planteándose la metodología y criterios básicos para evitar molestias y pérdida de comodidad en los usuarios.

SUMMARY

The deformation of a member or structure should be limited to ensure the proper appearance, functioning and integrity of the structure and the construction. In some cases limitation may be required to prevent damages to elements, partitions, or finishes attached to or in contact with the considered member. Vibration may also require control as it can cause discomfort or alarm to users. In extreme cases, excessive deformations may affect structural durability or safety.

Factors such as advances in design methods for ultimate limit states, increase of strength of materials, or progressive reduction of cross-sections have increased the deformability of structures. Systematic control of limit states of deformation is every day more necessary.

In this work effects of excessive deformation of structure are studied, analyzing criteria to prevent them. A detailed comparative study of limitations proposed by most relevant codes, recommendations and technical literature is presented. It includes vertical and horizontal static deflections of building structures. In the final part, an introduction to dynamic deformations of constructions is developed. Criteria and methodology to prevent human discomfort due to wind-induced motions in tall buildings or traffic vibrations are summarized.

Propuesta de un método simplificado para la verificación del estado límite de deformación en estructuras de hormigón armado

Antonio R. Mari Bernat
E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Departamento de Ingeniería de la Construcción - U.P.C.

1. SOBRE LA METODOLOGIA ACTUAL PARA LA VERIFICACION DEL ESTADO LIMITE DE DEFORMACION

El artículo 45 de la EH-91 [1] plantea un método general [2] para el cálculo de flechas (art. 45.2) y otro simplificado (arts. 45.3 y 45.4). Este último consiste básicamente en obtener una inercia equivalente de la sección de la pieza en estudio que incluye los efectos de la fisuración por flexión así como las condiciones de vinculación.

La fórmula utilizada es la propuesta por Branson [3]

$$I_c = \left(\frac{M_f}{M_s}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_s}\right)^3\right] \cdot I_r \neq I_b \quad (1)$$

donde:

M_f es el momento de fisuración de la sección.

M_s es el momento sollicitación en servicio.

I_b es la inercia de la sección bruta.

I_r es la inercia de la sección fisurada.

Dado que, generalmente, la ley de momentos flectores es variable a lo largo de la pieza, de acuerdo con la fórmula (1) no todas las secciones tienen la misma I_c . Por ello se extiende este concepto a nivel pieza, obteniendo una inercia equivalente ponderada, I_c^* , función de las vinculaciones extremas del elemento.

El artículo 45.4 plantea el cálculo de flechas diferidas de forma simplificada proponiendo un coeficiente multiplicador de las flechas instantáneas λ que es función de la duración de la carga y de la cuantía geométrica de armadura de compresión ρ' .

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} ; \rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d} \quad (2)$$

donde ξ es un coeficiente que depende de la duración de la carga y que se obtiene, para una carga aplicada en un instante t_1 , cuya flecha se mide en el instante t_2 , por la diferencia $\xi = \xi(t_2) - \xi(t_1)$.

El parámetro λ puede interpretarse, por tanto, como el factor por el que hay que multiplicar la curvatura instantánea de cada sección para obtener la curvatura diferida debida a la fluencia.

El método descrito para el cálculo de flechas instantáneas tiene en cuenta, de forma indirecta, los parámetros más importantes que intervienen en el fenómeno, tales como: carga y luz (a través de M_s), geometría seccional (a través de I_b), existencia de fisuración y contribución del hormigón traccionado entre fisuras (a través de la relación (M_f/M_s)), cuantía de armaduras y módulo de deformación del hormigón (a través de I_r), y condiciones de vinculación a través de la ponderación final a nivel de pieza. Sin embargo, para tratarse de un método simplificado resulta muy engorroso, ya que obliga a realizar numerosos cálculos seccionales en cada elemento.

En relación al cálculo de flechas diferidas, a pesar de la modificación realizada en el artículo 45.4 respecto del valor de ξ , existen ciertos aspectos que requieren un estudio más detallado como son:

—Consideración de la flecha generada por retracción.

—Inclusión en el factor ξ de los parámetros más influyentes en la fluencia (edad en el ins-

tante de puesta en carga, condiciones medioambientales, etc.) no recogidos actualmente, así como sus efectos a nivel sección.

Por otra parte, un aspecto no cubierto por la EH-91 es la posibilidad de establecer criterios que permitan satisfacer automáticamente el estado límite de deformación, sin necesidad de calcular flechas, a través de la satisfacción de algunos requisitos ligados a variables de proyecto, tal como ocurre en el estado límite de fisuración (tabla 44.4 de la EH-91) o en los estados límites últimos de anclaje y adherencia.

Disponer de expresiones, tablas o gráficos que permitan, en caso de ser satisfechos, eludir el tedioso cálculo de flechas en estructuras de hormigón puede ser, además, de gran utilidad de cara al predimensionamiento de cantos, esbelteces o cuantías de armaduras para tener en cuenta, ya desde el inicio del proceso de cálculo, los estados límites de servicio. Evidentemente, tales criterios deben ser limitados a casos muy claros (secciones más usuales, con dimensiones y cuantías usuales) en los que la experiencia aporte resultados satisfactorios.

En esta línea, el Código Modelo CEB-FIP/90 [4] plantea, en su capítulo 7, un método simplificado para el cálculo de flechas y un criterio para la satisfacción automática del estado límite de deformación. Ambos métodos son muy operativos, aunque en aras a la simplicidad han sacrificado generalidad, quedando ocultas en su formulación algunas variables de gran importancia. Así por ejemplo, se adopta un valor fijo de 2,5 para el coeficiente de fluencia, lo que impide tener en cuenta las condiciones ambientales, la duración de la carga y el cálculo de la flecha activa [5].

Por ello sería deseable disponer de un método de cálculo de flechas que, teniendo en cuenta los parámetros más significativos en la deformabilidad de estas estructuras, conjugue la simplicidad conceptual y operativa con un cierto grado de generalidad y un nivel de aproximación aceptable en su campo de validez.

En este artículo se propone un método de estas características, deducido analíticamente a partir de los principios básicos del comportamiento instantáneo y diferido del hormigón armado, aplicable a elementos de sección rectangular. En las referencias [6], [7], [8] y [9] pueden encontrarse trabajos recientemente desarrollados en esta línea en nuestro país.

En la segunda parte del trabajo se propone una metodología para la verificación automática del estado límite de deformación, quedando concretada en una expresión (o alternativamente en un conjunto de tablas o ábacos obtenidos de aquélla) que permite evitar el cálculo de la flecha en caso de ser satisfecha.

2. PROPUESTA DE METODO SIMPLIFICADO DE CALCULO DE FLECHAS INSTANTANEAS

La flecha instantánea en piezas de hormigón armado puede calcularse, de acuerdo con el art. 45 de la EH-91, utilizando la inercia equivalente ponderada de Branson, I_c^* . Ello es lo mismo que calcular la flecha elástica y multiplicarla por la relación I_b/I_c^* , siendo I_b la inercia bruta de la sección de la pieza

$$y = K \frac{Ml^2}{E_c I_c^*} = K \frac{Ml^2 I_b}{E_c I_b I_c^*} = y_{el} \frac{I_b}{I_c^*} \quad (3)$$

donde y es la flecha instantánea de la pieza, que incluye el efecto de la fisuración. Para obtener el factor $\frac{I_b}{I_c^*}$ partiremos de la fórmula de Branson

(1) a nivel sección, en la que dividiendo por I_b se tiene:

$$\frac{I_c}{I_b} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 + \frac{I_f}{I_b} \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] \quad (4)$$

Para evaluar el término I_c/I_b hay que conocer previamente el valor de $\frac{I_f}{I_b}$, lo que requiere un

análisis seccional en servicio, esto es, con diagramas tensión deformación lineales y sección fisurada sometida a una sollicitación instantánea de flexión simple (figura 1). Dicho análisis conduce a los siguientes resultados:

$$\frac{x}{d} = n(\rho + \rho') \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2(\rho + \rho' d'/d)}{n(\rho + \rho')^2}}\right] \quad (5)$$

$$k_{II} = E_s [A_s (d - x) (d - x/3) + A'_s (x - d') (x/3 - d')] \quad (6)$$

Donde k_{II} es la rigidez de la sección fisurada. Si sólo hay armadura de tracción ($\rho' = 0$).

$$\frac{x}{d} = n\rho \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho}}\right] \quad (7)$$

$$k_{II} = E_s A_s (d - x) (d - x/3) \quad (8)$$

La relación I_f/I_b será igual a la relación k_{II}/k_I , donde $k_I = E_c \cdot I_b$, esto es:

$$\frac{k_{II}}{k_I} = \frac{I_f}{I_b} = 12n \left[\rho (1 - x/d) (1 - x/3d) + \rho' \left(\frac{x - d'}{d} - \frac{x}{3d} - \frac{d'}{d}\right)\right] \cdot \left[\frac{d}{h}\right]^3 \quad (9)$$

Sin armadura de compresión ($\rho' = 0$) se tiene:

$$\frac{I_f}{I_b} = 12n \rho (1 - x/d) (1 - x/3d) \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^3 \quad (10)$$

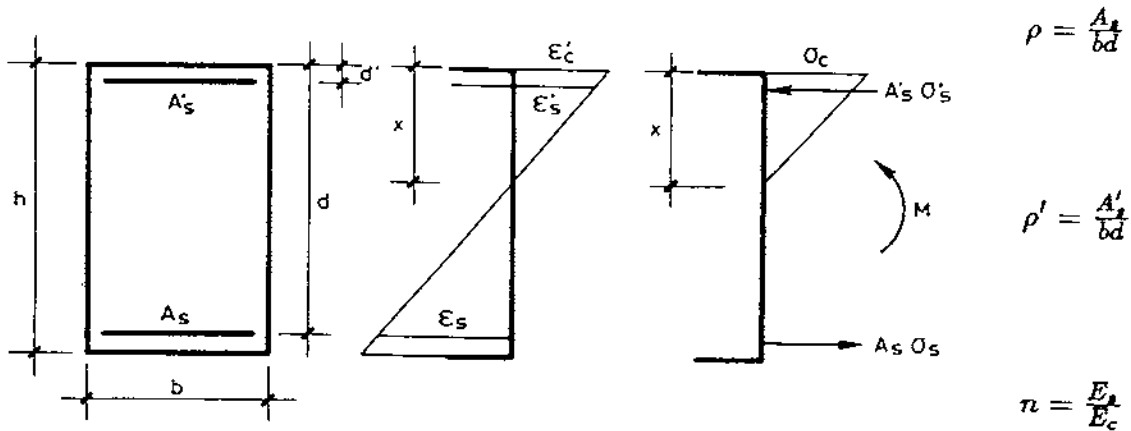


Fig. 1.

Se observa que la relación $\frac{I_r}{I_b}$ depende de los siguientes parámetros:

— Coeficiente de equivalencia n , cuyo efecto en I_r/I_b es menor a medida que la cuantía geométrica de tracción ρ es mayor. El valor de n puede considerarse casi constante en el rango de los hormigones utilizados en edificación, utilizándose a partir de ahora $n = 8$.

— Cuantías geométricas de tracción ρ y de compresión ρ' aunque esta última con mucha menos influencia.

— Profundidad relativa de la fibra neutra x/d .

— Relación del recubrimiento d' al canto útil d . Este valor oscila entre 0,5 y 0,1.

— Relación entre el canto útil y el canto total, al cubo, $(d/h)^3$.

Dado que la profundidad relativa x/d , de acuerdo con las fórmulas (5) y (7) depende fundamentalmente del producto $n\rho$, se puede concluir que en la relación $\frac{I_r}{I_b}$ influyen sobre todo las variables $(\frac{d}{h})^3$ y ρ , pudiendo expresarse así la fórmula (10):

$$\frac{I_r}{I_b} = F(\rho) \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^3 \quad (11)$$

En la expresión (4), el término $\left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3$ que representa el grado de fisuración, se hace muy pequeño en los casos usuales. Generalmente, el momento de fisuración no suele superar el 20% del momento actuante. Para este nivel de carga, podría aceptarse, por tanto, la equivalencia

entre los valores de $\frac{I_r}{I_b}$ y de $\frac{I_c}{I_b}$. Sin embargo, no todas las secciones están igualmente solicitadas

ni en todas las hipótesis de carga es despreciable dicho factor.

Para secciones rectangulares, el término $\frac{M_r}{M_a}$

puede expresarse, con cierta aproximación, en función de la cuantía geométrica de armadura de tracción, ya que:

$$M_r = \frac{b \cdot h^2 \cdot f_{ct}}{6} \approx 0,0278 f_{ck} \cdot b \cdot d^2$$

$$M_a = \frac{M_{el}}{\gamma_f} \approx \frac{0,85 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot d}{1,6} \approx 0,462 A_s \cdot f_{yk} \cdot d$$

$$\frac{M_r}{M_a} = \frac{0,0278 \cdot f_{ct} \cdot b \cdot d^2}{0,462 \cdot f_{yk} \cdot A_s \cdot d} = 0,0026 \frac{b \cdot d}{A_s} = \frac{0,0026}{\rho} \quad (12)$$

Por tanto, sustituyendo las expresiones (12) y (11) en la fórmula dimensional de Branson (4) se llega a una expresión del tipo:

$$\frac{I_b}{I_c} = G(\rho) \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^3 \quad (13)$$

donde $G(\rho)$ ya incluye el efecto del grado de fisuración a través del nivel de solicitación (M_r/M_a).

La expresión (13) es fruto de un estudio seccional que hace falta extrapolar a nivel pieza para obtener la relación I_b/I_c^* deseada. Siguiendo la metodología de la EII-91, habría que obtener la relación I_b/I_c en las diferentes secciones críticas de la pieza (generalmente extremos y centro de vano) y ponderarlas según unos pesos función de las vinculaciones extremas. Ello requiere repetir varias veces el cálculo de la fórmula (13).

Para evitarlo, se procede de forma más sim-

ple, tal como hace el Código Modelo CEB-FIP 90 (4), obteniendo una cuantía ponderada de la armadura de tracción ρ_m , según se indica a continuación (Fig. 2).

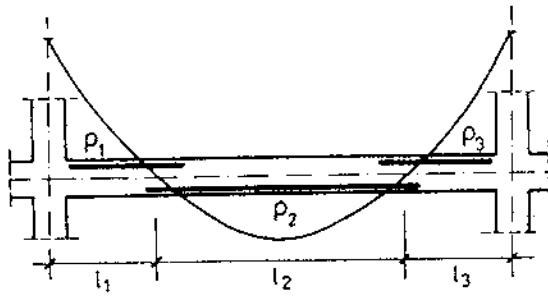


Fig. 2.

$$\rho_m = \frac{\rho_1 l_1 + \rho_2 l_2 + \rho_3 l_3}{l} = \frac{\sum \rho_i l_i}{\sum l_i} \quad (14)$$

donde las longitudes l_i de cada tramo pueden ser aproximadas fácilmente.

El método que se propone parte de la hipótesis de que es posible encontrar una expresión para la relación I_b/I_c^* muy similar a la fórmula (13), en la que en lugar de utilizar ρ se utilice la cuantía ponderada ρ_m . Tal expresión es del tipo

$$\frac{I_b}{I_c^*} = \beta(\rho_m) \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \quad (15)$$

donde $\beta(\rho_m)$ es una función que depende únicamente de la cuantía geométrica media ponderada ρ_m de armadura traccionada en la pieza.

La obtención de la función $\beta(\rho_m)$ se ha realizado por un ajuste por mínimos cuadrados a una nube de puntos procedentes de un estudio sistemático en el que se han dimensionado 150 elementos de hormigón. En dicho estudio se han considerado 5 luces (4, 5, 6, 7 y 8 m), dos niveles de carga (3 t/m y 4 t/m), 3 secciones transversales (una viga de canto y dos vigas planas) y 5 vinculaciones diferentes (desde la biempotrada a la biarticulada). Para cada caso se ha calculado la flecha según la Instrucción EH-91 y se ha obtenido la cuantía media ρ_m y el valor de $\beta(\rho_m)$ necesario para satisfacer la ecuación (15).

Así se ha obtenido la siguiente expresión para $\beta(\rho_m)$

$$\beta(\rho_m) \approx \frac{1}{0,3 + 35 \rho_m} \quad (16)$$

De esta forma, el cálculo de la flecha instantánea "y" de una pieza de hormigón armado se puede llevar a cabo mediante la expresión:

$$y = y_{el} \cdot \beta(\rho_m) \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \quad (17)$$

Donde:

y_{el} es la flecha calculada elásticamente.

$\beta(\rho_m)$ es la función dada por la fórmula (16).

$\frac{h}{d}$ es la relación de canto total a canto útil de la sección rectangular de la pieza.

3. CALCULO SIMPLIFICADO DE FLECHAS DIFERIDAS: UNA PRIMERA APROXIMACION

Las flechas diferidas, debidas a fluencia y retracción, pueden llegar a ser varias veces superiores a las instantáneas. Un cálculo ajustado de las mismas es sumamente difícil de realizar por la multiplicidad y aleatoriedad de parámetros que intervienen en el proceso de deformación. Entre ellos podemos citar las condiciones de humedad y temperatura ambientales, la forma y tamaño de la pieza, las propiedades del hormigón y sus componentes, la edad en el instante de la carga y la duración de la misma, y la cuantía y disposición de armaduras. Muchas de estas variables son tenidas en cuenta a través del coeficiente de fluencia que nos proporciona la relación entre la deformación instantánea y la diferida.

Queda por estudiar el efecto a nivel sección y a nivel estructura de la fluencia y la retracción. En este apartado pretendemos esbozar un camino para un posible método simplificado de cálculo de flechas diferidas, ciñéndonos únicamente a los efectos de la fluencia.

A nivel sección interesa conocer el incremento de curvatura producido por la fluencia. Para ello se plantean dos hipótesis: 1) La deformación de la armadura de tracción permanece constante en el tiempo. 2) La fibra más comprimida de hormigón se deforma libremente, debido a la fluencia. En la figura 3 adjunta se muestra una sección rectangular sin armadura de compresión, deformada bajo un momento M el cual, al permanecer constante, provoca un incremento de curvatura. Con las hipótesis realizadas se tiene que

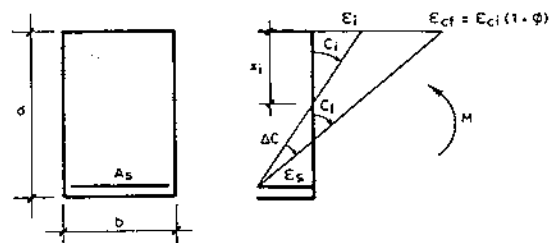


Fig. 3.

$$c_i = \frac{\epsilon_{ci} + \epsilon_{cs}}{d} = \frac{\epsilon_{ci}}{x_i}$$

$$c_f = \frac{\epsilon_{cf} + \epsilon_s}{d} = \frac{\epsilon_{ci}(1 + \phi) + \epsilon_s}{d}$$

$$\Delta c = c_f - c_i = \frac{\epsilon_{ci} \cdot \phi}{d}$$

donde ϕ es el valor del coeficiente de fluencia en el instante de medida.

Por tanto, la curvatura diferida puede ponerse en función de la instantánea, a través de la ecuación

$$\Delta c = c_f - c_i = \frac{\epsilon_{ci} \cdot \phi}{d} = \frac{\epsilon_{ci}}{x_i} \cdot \frac{x_i}{d} \cdot \phi = c_i \cdot \frac{x_i}{d} \cdot \phi =$$

$$= c_i \cdot \frac{x_i}{d} \cdot \phi = c_i \cdot f(\rho) \cdot \phi \quad (18)$$

donde se ha tenido en cuenta que la profundidad relativa de la fibra neutra bajo carga instantánea $\frac{x_i}{d}$ es función de ρ (ecuaciones (5) y (7)).

$$c_f = c_i + \Delta c = c_i \left(1 + \frac{x_i}{d} \cdot \phi\right) = c_i (1 + f(\rho) \cdot \phi) \quad (19)$$

Si suponemos que esto ocurre en todas las secciones de la pieza, se tendrá que:

$$y_{total} = y_{inst} + y_{dif} = y_{inst} \cdot [1 + f(\rho_m) \cdot \phi] \quad (20)$$

Teniendo en cuenta el apartado 2 para el cálculo de la flecha instantánea, la flecha total se obtendrá así

$$y_{total} = y_{inst} \cdot [1 + f(\rho_m) \cdot \phi] = \beta(\rho_m) \cdot [1 + f(\rho_m) \cdot \phi] \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot y_{el} \quad (21)$$

La función $\frac{x}{d} = f(\rho_m)$ se presenta en la tabla

adjunta, obtenida a partir de la ecuación (5), en la que se ha fijado el valor del coeficiente de equivalencia en $n = 8$ y se incluyen además diversos valores de la relación d'/d y de la cuantía de armadura de compresión.

En el caso de existir armadura de compresión, ésta ejerce, además, un impedimento a la deformación por fluencia, por lo que el incremento de curvatura será menor. La norma española lo tiene en cuenta a través del factor $\alpha(\rho') = \frac{1}{1 + 50\rho'}$ que multiplica a la parte diferida.

De acuerdo con todo lo anterior, la flecha total se puede calcular así

$$y_{total} = \beta(\rho_m) \cdot [1 + f(\rho_m) \cdot \phi \cdot \alpha(\rho'_m)] \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot y_{el} \quad (22)$$

donde: β_m y ρ'_m son las cuantías geométricas ponderadas de tracción y compresión, respectivamente.

Profundidad relativa de la fibra neutra, x/d ($n = E_s/E_c = 8,0$; $d'/d = 0,05$)

rt	rc/rt = 0,0	rc/rt = 0,2	rc/rt = 0,4	rc/rt = 0,6	rc/rt = 0,8	rc/rt = 1,0
0,00300	0,1964	0,1933	0,1902	0,1872	0,1844	0,1816
0,00400	0,2230	0,2187	0,2146	0,2106	0,2067	0,2030
0,00500	0,2457	0,2403	0,2351	0,2301	0,2253	0,2207
0,00600	0,2655	0,2591	0,2529	0,2469	0,2412	0,2357
0,00700	0,2833	0,2758	0,2686	0,2617	0,2551	0,2488
0,00800	0,2995	0,2909	0,2827	0,2749	0,2674	0,2603
0,00900	0,3142	0,3046	0,2955	0,2868	0,2785	0,2707
0,01000	0,3279	0,3173	0,3072	0,2977	0,2886	0,2800
0,01100	0,3407	0,3290	0,3180	0,3076	0,2978	0,2885
0,01200	0,3526	0,3400	0,3281	0,3169	0,3063	0,2963
0,01300	0,3638	0,3502	0,3375	0,3255	0,3142	0,3035
0,01400	0,3744	0,3599	0,3463	0,3335	0,3215	0,3102
0,01500	0,3844	0,3690	0,3545	0,3410	0,3283	0,3164
0,01600	0,3939	0,3776	0,3623	0,3480	0,3347	0,3222
0,01700	0,4030	0,3858	0,3697	0,3547	0,3407	0,3277
0,01800	0,4116	0,3935	0,3767	0,3610	0,3464	0,3328
0,01900	0,4199	0,4010	0,3833	0,3669	0,3517	0,3376
0,02000	0,4279	0,4081	0,3897	0,3726	0,3568	0,3421
0,02100	0,4355	0,4148	0,3957	0,3780	0,3616	0,3464
0,02200	0,4429	0,4214	0,4015	0,3831	0,3662	0,3505
0,02300	0,4499	0,4276	0,4070	0,3880	0,3705	0,3544
0,02400	0,4567	0,4336	0,4123	0,3927	0,3747	0,3581

Profundidad relativa de la fibra neutra, x/d ($n = E_s/E_c = 8,0$; $d'/d = 0,10$)

rt	rc/rt = 0,0	rc/rt = 0,2	rc/rt = 0,4	rc/rt = 0,6	rc/rt = 0,8	rc/rt = 1,0
0,00300	0,1964	0,1943	0,1923	0,1904	0,1885	0,1867
0,00400	0,2230	0,2200	0,2171	0,2142	0,2115	0,2089
0,00500	0,2457	0,2417	0,2378	0,2342	0,2306	0,2272
0,00600	0,2655	0,2606	0,2558	0,2513	0,2470	0,2428
0,00700	0,2833	0,2774	0,2718	0,2664	0,2613	0,2564
0,00800	0,2995	0,2926	0,2861	0,2799	0,2740	0,2685
0,00900	0,3142	0,3065	0,2991	0,2921	0,2855	0,2792
0,01000	0,3279	0,3192	0,3110	0,3033	0,2959	0,2890
0,01100	0,3407	0,3311	0,3220	0,3135	0,3055	0,2979
0,01200	0,3526	0,3421	0,3322	0,3230	0,3143	0,3061
0,01300	0,3638	0,3524	0,3418	0,3318	0,3224	0,3136
0,01400	0,3744	0,3621	0,3507	0,3400	0,3300	0,3206
0,01500	0,3844	0,3713	0,3591	0,3477	0,3370	0,3271
0,01600	0,3939	0,3800	0,3670	0,3549	0,3437	0,3332
0,01700	0,4030	0,3882	0,3745	0,3618	0,3499	0,3389
0,01800	0,4116	0,3961	0,3816	0,3682	0,3558	0,3443
0,01900	0,4199	0,4036	0,3884	0,3744	0,3614	0,3493
0,02000	0,4279	0,4107	0,3949	0,3802	0,3666	0,3541
0,02100	0,4355	0,4176	0,4010	0,3857	0,3716	0,3586
0,02200	0,4429	0,4241	0,4069	0,3910	0,3764	0,3629
0,02300	0,4499	0,4304	0,4125	0,3961	0,3809	0,3670
0,02400	0,4567	0,4365	0,4179	0,4009	0,3853	0,3709

ϕ es el coeficiente de fluencia para la edad de carga e instante de medida de la fluencia.

$f(\rho_n)$ es la profundidad de la fibra neutra bajo carga instantánea.

Las hipótesis realizadas sobre la variación de la curvatura de la sección con la fluencia son sólo aproximadas, puesto que:

—Para satisfacer el equilibrio de fuerzas en la sección a lo largo del tiempo, cualquier variación de la profundidad de la fibra neutra provocaría una variación de tensión de la armadura traccionada, al entrar en compresión fibras que antes no lo estaban. Sin embargo, el volumen de compresiones generado es muy pequeño lo que justifica la primera hipótesis.

—El incremento de momento, respecto de la armadura, que producen las fibras que entran en compresión a lo largo del tiempo, debe ser compensado por una disminución de momento en las fibras inicialmente comprimidas, para mantener el equilibrio. Ello conduce a que la tensión y deformación de la fibra extrema de hormigón sea algo menor que la supuesta en la hipótesis 2. Sin embargo, este efecto es también reducido, pues las tensiones movilizadas son

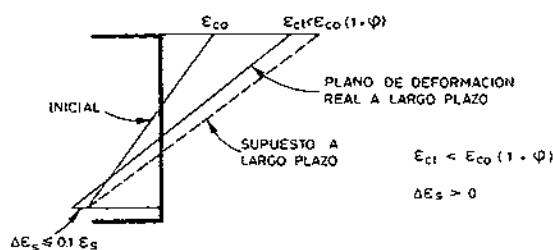


Fig. 4.

pequeñas y se producen en fibras que tienen poco brazo mecánico.

En definitiva, la armadura se deformará ligeramente en el tiempo, y el hormigón tendrá una deformación algo inferior a la deformación libre. Ambos efectos se compensan en cierta medida, dando lugar a un plano de deformaciones como el indicado en la figura 4, sensiblemente paralelo al calculado con las hipótesis realizadas.

4. EJEMPLO DE CALCULO DE FLECHAS

A continuación se muestra el cálculo de la flecha en una viga de hormigón armado, aplicando el método propuesto, comparando el resultado con el que se obtendría aplicando los siguientes métodos: a) Método simplificado de la EH-91; b) Método simplificado del CEB-FIP; c) Método general de integración de curvaturas.

Se trata de una viga plana, biempotrada, de 5 m de luz y sección rectangular de 0,50 x 0,25, tal como indica la figura 5 adjunta.

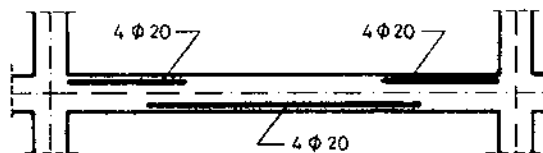


Fig. 5.

Las cargas actuantes son: Carga permanente, repartida, de 1,75 t/ml y carga variable de 1,25 t/ml. La totalidad de la carga permanente se

aplica a los 15 días de la puesta en obra del hormigón. Materiales: Hormigón H-175, Acero AEH-400 N.

Se considera una humedad relativa del 70% y una temperatura constante de 20°C. Se desea calcular la flecha debida a las cargas permanentes (instantánea y_{inst}^e , y diferida y_{dif}^e) y la flecha total máxima y_{tot}^e .

Flecha debida a cargas permanentes

Momento debido a cargas permanentes en centro de vano $M_a = 2,74$ m.t.

Momento de fisuración $M_f = 1,30$ m.t $< M_a$ → fisura.

Cuantía geométrica media de armadura de tracción $\rho_m = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,0114$.

Relación $h/d = 1,1364$; $\rho'_m = 0$; $\beta(\rho_m) = 1,43$.
Profundidad relativa fibra neutra $x/d = 0,341$.

Coefficiente de fluencia $\phi(15, \infty) = 2,64$.

Flecha elástica.

$$E_{c28} = 250.000 \text{ Kp/cm}^2; I_b = 65.104 \text{ cm}^4$$

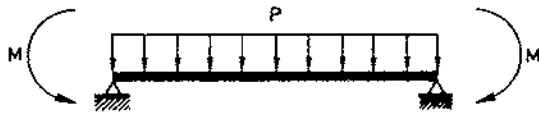


Fig. 6.

$$y_{el} = \frac{Ml^2}{8 E_c I_b} - \frac{5 pl^4}{384 E_c I_b}$$

$$y_{el}^e = 0,387 \text{ cm}; y_{el}^q = 0,249 \text{ cm}$$

$$y_{inst}^e = y_{el}^e \cdot \beta(\rho_m) \left(\frac{h}{d}\right)^3 = 2,10 \cdot y_{el}^e = 0,815 \text{ cm.}$$

$$y_{dif}^e = y_{inst}^e \cdot \frac{x}{d} \cdot \phi = 0,9 \cdot y_{inst}^e = 0,731 \text{ cm.}$$

$$y_{total}^e = y_{inst}^e + y_{dif}^e = 1,546 \text{ cm.}$$

Flecha debida a sobrecarga

$$y^q = y_{el}^q \cdot \beta(\rho_m) \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 = 2,10 y_{el}^q = 0,523 \text{ cm.}$$

Flecha total

$$y_{total} = y_{total}^e + y^q = 1,546 + 0,523 = 2,069 \text{ cm.}$$

El siguiente cuadro comparativo (cuadro 1), muestra los resultados obtenidos por los diversos métodos, observándose, en este caso concreto, una concordancia aceptable entre ellos. El método de la EH-91 es muy conservador, debido al cálculo de la flecha diferida; el método CEB/FIP no permite más que el cálculo de la flecha total final y el método propuesto parece ser el que proporciona resultados más acordes con el método general.

5. VERIFICACION AUTOMATICA DEL ESTADO LIMITE DE DEFORMACION

En este apartado se esboza una posible línea de trabajo, consistente en buscar relaciones entre los parámetros más importantes que gobiernan la deformabilidad de estructuras de hormigón, de manera que si son satisfechas se garantice la ausencia de problemas por deformabilidad excesiva.

La ecuación que hay que satisfacer es $y \leq y_{lim}$, donde y es la flecha producida por la sollicitación e y_{lim} es la flecha admisible con criterios de funcionalidad, durabilidad o estética. Normalmente, la flecha límite se expresa como una

fracción de la luz $y_{lim} = \frac{l}{C}$. Así se tiene

$$y = k \cdot \frac{p \cdot l^4}{E_c I_c^*} = \frac{k \cdot pl^4}{E_c \cdot I_b} \cdot \frac{I_b}{I_c^*} \leq y_{lim} = \frac{l}{C} \quad (23)$$

Cuadro 1

Flecha	Método propuesto	Simplificado EH-91	Simplificado CEB/FIP-90	Método general
Y_{inst}^e	0,815	0,752	—	0,769
Y_{dif}^e	0,731	1,128	—	0,548
Y_{tot}^e	1,546	1,88	—	1,317
Y^q	0,523	0,588	—	0,541
Y_{total}	2,069	2,468	2,203	1,858

$$\text{siendo } I_b = \frac{bh^3}{12} \text{ y } I_b/I_c^* = \beta(\rho_m) \cdot [1 + \phi \cdot \frac{x}{d} \cdot \alpha(\rho'_m)] \cdot (\frac{h}{d})^3$$

Sustituyendo estos valores en (23) y operando, se llega a:

$$(\frac{d}{l})^3 \geq \frac{12kC}{E_c} \cdot \frac{p}{b} \cdot \beta(\rho_m) [1 + \phi \cdot \frac{x}{d} \cdot \alpha(\rho'_m)] \quad (24)$$

donde:

d/l es la relación canto útil/luz.

k es función de las vinculaciones de la pieza.

C es la relación l/y_{max} .

p es la carga uniformemente repartida sobre la viga.

b es el ancho de la viga.

ρ_m es la cuantía media de tracción.

ρ'_m es la cuantía media de compresión.

α, β, f son funciones anteriormente obtenidas.

ϕ es el coeficiente de fluencia.

Hay que tener en cuenta que parte de la carga es permanente y, por tanto, genera fluencia, y parte variable. Suponiendo que la carga permanente p_p es una fracción Ψ de la total, la ecuación (24) puede expresarse así:

$$(\frac{d}{l})^3 \geq \frac{12kC}{E_c} \cdot \beta(\rho_m) \cdot \frac{p}{b} \cdot [1 + \Psi \cdot \phi \cdot \frac{x}{d} \cdot \alpha(\rho'_m)] \quad (25)$$

Para la obtención de límites de esbeltez, se adoptan valores conservadores de algunos parámetros, como:

$E_c = 2,5 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$ (correspondiente a $f_{ck} \approx 175 \text{ Kp/cm}^2$).

$\Psi = 0,6$ (El 60% de la carga es permanente).

$\phi = 2,5$ (Coeficiente de fluencia adecuado para cargas a los 15 días, en condiciones medias).

$\alpha(\rho'_m) = 1$ (Se desprecia el efecto de la armadura de compresión).

x/d es la profundidad de la fibra neutra, función de (ρ_m) , que en condiciones de servicio puede acotarse superiormente en 0,45.

Sustituyendo estos valores en (25) se obtiene la expresión (26):

$$\frac{d}{l} \geq 0,00275 \cdot k_1 \cdot \sqrt[3]{C \cdot \frac{p}{b} \cdot \beta(\rho_m)} \quad (26)$$

donde:

$$\beta(\rho_m) = \frac{1}{0,3 + 35 \rho_m} \quad (27)$$

$$k_1 = \begin{cases} 1 & \text{para vigas biempotradas.} \\ 1,26 & \text{para vanos internos de vigas continuas.} \\ 1,44 & \text{para vanos extremos de vigas continuas.} \\ 1,71 & \text{para vigas biarticuladas.} \end{cases}$$

$$C = \frac{l}{y_{max}}$$

p = Carga total uniformemente repartida sobre la viga (t/m).

b = Ancho de la viga (m).

ρ_m = Cuantía geométrica media de tracción de la viga.

La fórmula (26) puede desarrollarse en forma de tablas o ábacos, como se muestra en la figura 7 adjunta, en la que se ha considerado, a modo de ejemplo, un único valor de $C = 300$ y de $k_1 = 5/384$ (viga simplemente apoyada).

Si se utiliza, como flecha solicitación en la expresión (23) la flecha activa, suponiendo que ésta sea una fracción δ de la flecha total, se tendrá:

$$\frac{d}{l} \geq 0,00275 \cdot k_1 \cdot \sqrt[3]{\delta \cdot C \cdot \frac{p}{b} \cdot \beta(\rho_m)} \quad (28)$$

Para δ puede adoptarse, como valor conservador en los casos más usuales de edificación, 0,85.

5. EJEMPLOS DE COMPROBACION AUTOMATICA DEL ESTADO LIMITE DE DEFORMABILIDAD

5.1. Considérese una viga interior de un entramado, de 5 m de luz, cuyas características geométricas y de carga se indican en la figura 8 adjunta.

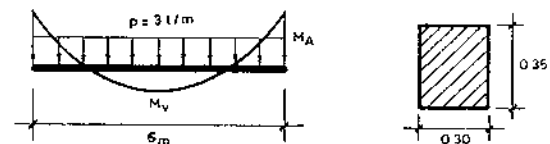


Fig. 8.

Los parámetros conocidos para la verificación de este estado límite son:

Momento en vano = Momento en apoyo = 4,68 t x m; Cuantía media $\rho_m = 0,01$; relación $p/b = 10$; Esbeltez $l/d = 15,62$; $k_1 = 1,26$.

Se desea comprobar si se satisface la relación $y_{max} < l/300 = 1,6 \text{ cm}$.

Según la fórmula (27) $\beta(\rho_m) = \frac{1}{0,3 + 35 \rho_m} = 1,538$, con lo que la expresión (26) proporciona, para la esbeltez límite, el valor $l/d =$

C = 300

K = 5/384

Cp/Ct = 0,6

ESBELTEZ MAXIMA (l/d)					
ro media	4 t/m	6 t/m	8 t/m	10 t/m	12 t/m
0,0050	17,28	15,10	13,72	12,73	11,98
0,0060	17,33	15,14	13,76	12,77	12,02
0,0070	17,41	15,21	13,82	12,83	12,07
0,0080	17,52	15,31	13,91	12,91	12,15
0,0090	17,65	15,42	14,01	13,01	12,24
0,0100	17,80	15,55	14,13	13,11	12,34
0,0110	17,96	15,69	14,26	13,24	12,46
0,0120	18,14	15,85	14,40	13,37	12,58
0,0130	18,34	16,02	14,55	13,51	12,71
0,0140	18,54	16,20	14,72	13,66	12,86
0,0150	18,76	16,39	14,89	13,82	13,01
0,0160	18,98	16,58	15,07	13,99	13,16
0,0170	19,21	16,79	15,25	14,16	13,32
0,0180	19,45	16,99	15,44	14,33	13,49
0,0190	19,70	17,21	15,64	14,52	13,66
0,0200	19,95	17,43	15,84	14,70	13,83
0,0210	20,21	17,65	16,04	14,89	14,01
0,0220	20,47	17,88	16,25	15,08	14,19
0,0230	20,73	18,11	16,46	15,28	14,38
0,0240	21,00	18,35	16,67	15,47	14,56
0,0250	21,27	18,58	16,88	15,67	14,75

Limites de Esbeltez (l:d) [k=5:384, C=300]

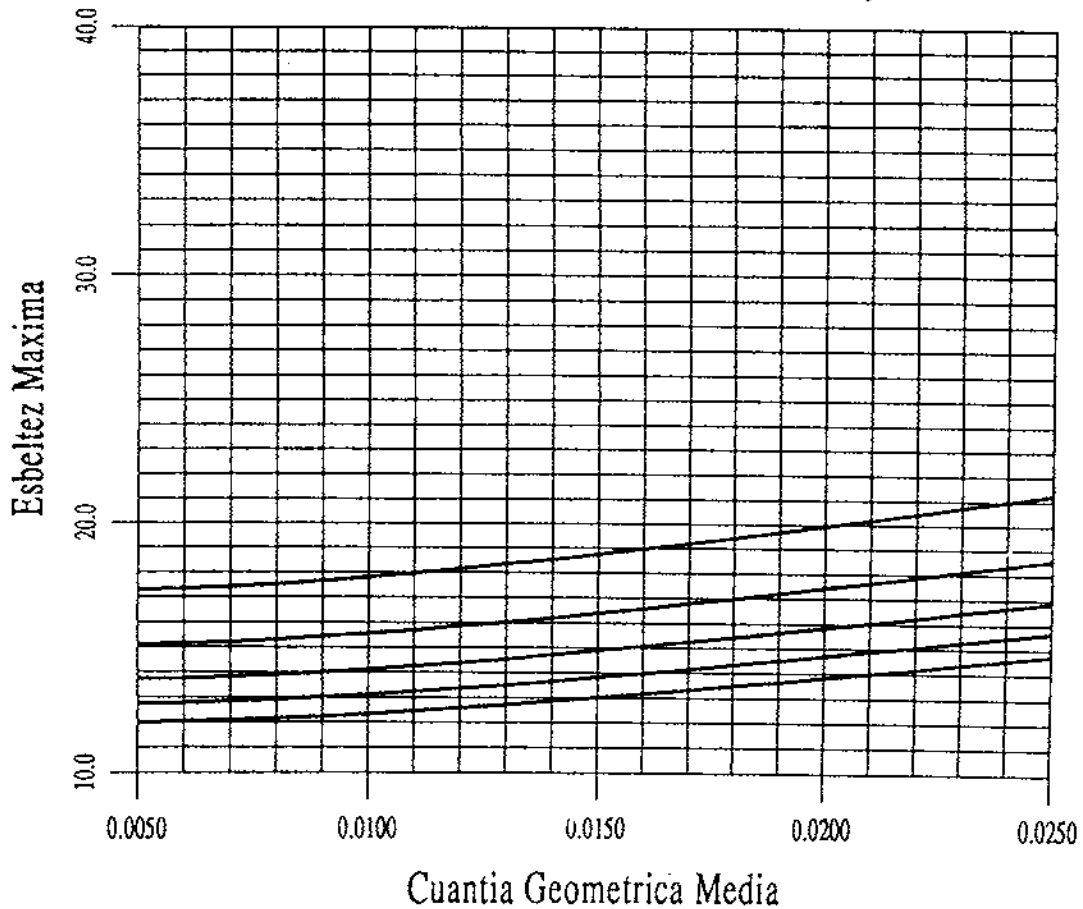


Fig. 7.

= 17,33 que es superior a la real, luego quedaría satisfecha la comprobación.

Para verificar tal hecho, se ha procedido a calcular las flechas según la EH-91 y el método propuesto, habiéndose obtenido 1,52 y 1,15 cm respectivamente, lo que en ambos casos es inferior a la flecha límite.

5.2. Sea ahora el caso de una viga biapoyada, de sección rectangular plana, como se indica en la figura 9.

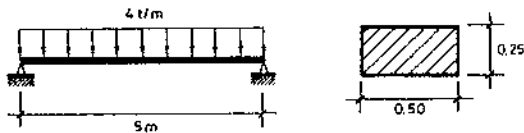


Fig. 9.

Los datos que hay que utilizar en la comprobación son: $\rho_m = 0,017$; $p/b = 8$; $k = 1,71$; $\beta(\rho_m) = 1,126$. Según la fórmula (26), la esbeltez máxima es $l/d = 15,26$ que es superada por la esbeltez real de la pieza. Por ello, la verificación automática no queda satisfecha y habría que calcular la flecha con datos más ajustados en cuanto a valor e historia de las cargas, condiciones ambientales, etc. y compararla con la flecha admisible.

6. CONSIDERACIONES FINALES. CONCLUSIONES

Se ha propuesto un método para el cálculo de flechas instantáneas y diferidas de piezas de hormigón armado, de sección rectangular, cuyas características esenciales son:

- 1.—Ha sido obtenido mediante un proceso analítico que ha permitido identificar los parámetros más significativos que gobiernan el fenómeno de la deformabilidad.
- 2.—Dichos parámetros están incorporados, de forma directa o indirecta, en la formulación.
- 3.—Es un método muy simple y rápido de aplicación.
- 4.—Permite el cálculo de las flechas instantáneas, diferida, total y activa.
- 5.—Formalmente, resulta muy similar a la propuesta del Código Modelo del CEB-FIP/90, aunque con algunas mejoras.
- 6.—El método permite incorporar efectos aún no incluidos, como la flecha debida a retracción, para los que ya existen formulaciones acopladas con el efecto de la armadura de compresión [7].

En cuanto a la verificación automática del estado límite de deformabilidad, cabe extraer las siguientes conclusiones:

—El planteamiento de este tipo de comprobación en futuras normativas es, a nuestro juicio, importante de cara al proyecto, tal como ya existía en la anterior normativa EH-73.

—La expresión obtenida permite garantizar de forma simple, la satisfacción del estado límite de deformación.

—A su vez, dicha expresión y/o las tablas o ábacos de ella derivadas, pueden constituir elementos útiles de cara al predimensionamiento de escuadrias, esbelteces e incluso armaduras de las piezas.

—Conviene profundizar en las flechas admisibles así como en las relaciones usuales entre flecha activa y flecha total.

La comparación de los resultados obtenidos por el método propuesto y el de diversas normativas, han resultado aceptables, lo que potencia el interés del método por su simplicidad conceptual y operatividad.

BIBLIOGRAFIA

- 1.—Comisión Permanente del Hormigón. "Instrucción EH-91 para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa y armado". Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Madrid 1991.
- 2.—Favre, R., Beeby A.W., Falkner H., Koprna M., Schiessl P. Manual del CEB "Fisuration et Deformations". Bulletin d'information n° 158, Lausanne, Octubre 1983.
- 3.—Branson, D.E., "Deformation of Concrete Structures". Mc Graw Hill, New York 1977.
- 4.—Comité Euro-International du Béton, (CEB). "CEB-FIP MODEL CODE 1990". Lausanne, Julio 1991.
- 5.—Calavera J., "Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificios". 2.ª Edición, INTEMAC, Madrid 1991.
- 6.—Marí A., "Comprobación del estado límite de deformación. Consideraciones sobre la metodología actual y propuesta de líneas de actuación". Documento de trabajo del Grupo Español del Hormigón. Barcelona, Febrero 1991.
- 7.—Murcia J., "Análisis aproximado, en el tiempo, de secciones de hormigón armado en servicio. Propuesta de un nuevo factor de cálculo de flechas diferidas". Hormigón y Acero n° 178, Madrid 1991.
- 8.—Ortiz, J., Del Río A. "Estudio crítico del cálculo de flechas en vigas de hormigón armado según la Instrucción EH-88". Hormigón y Acero n° 173 (pp. 9-26), Madrid 1989.
- 9.—Ortiz J., Del Río A. "Método simplificado para el cálculo de flechas en vigas de hormigón armado, adaptado al Euro-Código EC-2". Hormigón y Acero n° 173 (pp. 27-41), Madrid 1989.

RESUMEN

En el presente artículo se efectúa una breve revisión de la metodología actual de cálculo de flechas, propuesta por la normativa EH-91 (incluyendo las recientes modificaciones respecto a la EH-88), subrayando los aspectos que, en opinión del autor, sería deseable mejorar en relación al tema de deformaciones.

A continuación se concreta una propuesta de método simplificado de cálculo de flechas instantáneas así como su extensión, en una primera aproximación, al cálculo simplificado de flechas diferidas.

También se propone una metodología para la verificación automática del estado límite de deformabilidad que, eludiendo el incómodo cálculo de flechas, constituya, además, un criterio de predimensionamiento de piezas de hormigón armado en los casos más usuales.

SUMMARY

This paper presents a brief review of the method currently proposed by the Spanish Concrete Code EH-91 for the calculation of deflections in reinforced concrete structures, focusing on the aspects that in the author's opinion should be improved in the future.

An alternative simplified method for the calculation of instantaneous deflections in such structures is proposed as well as its extension, as a first approximation, to long term deflections.

Finally a method for the verification of the deformability limit state is proposed, which allows to avoid the calculation of deflections in the most usual cases, constituting, at the same time, a useful criterion for the preliminary design of reinforced concrete members.

* * *

Nueva publicación de la IABSE

Durante los días 11 al 14 del mes de septiembre del presente año, se celebró en Leningrado un Simposio, organizado por la IABSE (Asociación Internacional de Puentes y Estructuras), con el título "Interacción entre la tecnología constructiva y el cálculo de puentes".

En este Simposio participaron más de 300 especialistas en el tema, procedentes de 40 países diferentes, que tuvieron ocasión de intercambiar experiencias y conocimientos con unos 400 colegas rusos.

El objetivo fundamental del Simposio era ayudar a los técnicos involucrados actualmente en el proyecto de puentes, a calcular y construir mejores puentes.

Se estudiaron todo tipo de materiales, y puentes desde los de pequeña luz hasta los de gran longitud. El Simposio se dividió en los cinco principales temas siguientes: Aspectos generales; puentes metálicos; puentes de hormigón; evolución de los materiales y puentes de gran luz.

Dado el gran auge que, en todo el mundo, tienen en la actualidad los puentes de cables atirantados, este tipo de puentes fue objeto de un gran número de Comunicaciones.

Con vistas al futuro, se discutió la utilización de los modernos materiales; y en varios de los trabajos presentados se describieron los proyectos de los actuales puentes de luz record, en construcción, incluyendo el del cruce del Gran

Belt, en Dinamarca; el puente atirantado de Normandía, en Francia, y el puente colgante del estrecho de Akashi, en Japón.

Otras Comunicaciones trataron diferentes temas de actual interés, especialmente en relación con los puentes para ferrocarriles de gran velocidad y los puentes móviles. De estos últimos, en Leningrado existen numerosos ejemplos.

En el nº 64 de los "Informes IABSE", se reproducen los textos de 109 Comunicaciones y Posters: 98 en inglés, 8 en francés y 3 en alemán, con resúmenes de todos ellos en inglés, francés y alemán.

Este volumen tiene 578 páginas y 580 figuras. Su formato es de 170 x 240 mm.

Ha sido publicado en septiembre del año actual y su precio es de (gastos de envío aparte):

Para los Miembros de la
IABSE 90 francos suizos
Para los no Miembros 135 francos suizos

Los interesados podrán adquirir esta publicación dirigiendo sus pedidos a:

IABSE
Editor
ETH-Hönggerberg
CH-8093 ZURICH (Suiza)
Tel.: 41 1-377 26 45
Fax: 41 1-371 21 31

Nueva publicación del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC)

Cálculo de estructuras de cimentación. Tercera Edición

Por J. Calavera
Doctor Ingeniero de Caminos

El cálculo estructural de las cimentaciones, al ser un tema fronterizo entre el Cálculo de Estructuras de Hormigón y la Geotecnia, ha recibido una atención escasa en la bibliografía técnica.

De hecho, temas tan frecuentes en la práctica como las zapatas de medianería, las de esquina o las zapatas combinadas, ni siquiera aparecen en las Normas o Instrucciones de los diferentes países.

El libro trata el tema en forma completa, dedicando un capítulo a cada tipo de cimiento, con especial atención no sólo al cálculo sino también a los detalles constructivos, a través de numerosos ejemplos.

Una colección de 40 tablas permite el proyecto directo, sin cálculo alguno, de las zapatas corridas y de las aisladas, tanto cuadradas como rectangulares, proporcionando directamente dimensiones, armado y mediciones de hormigón y armadura para dos tipos de hormigón, dos tipos de acero y presiones sobre el suelo variando de 1 a 5 kp/cm².

El libro está redactado de acuerdo con la EH-91, pero contiene numerosas referencias y métodos alternativos de la Norma Norteamericana ACI 318-89, Eurocódigo EC-2 y Model Code CEB-FIP 90.

Esta tercera edición presenta ampliaciones importantes respecto a las anteriores, debiendo destacarse la inclusión de la zapata circular, zapata de planta irregular, soluciones de medianería y esquina para pequeños edificios, una discusión detallada del cálculo de los muros de sótano y especialmente el nuevo Capítulo 13, dedicado íntegramente a cimentaciones anulares, frecuentes en depósitos, silos, torres de comunicaciones, etc.

Este libro puede adquirirse, al precio de 7.000 pesetas en:

INTEMAC
Monte Esquinza, 30
28010 MADRID
Tel.: 410 51 58
Fax: 410 25 80

* * *

Próxima Conferencia de Euroconstruct

EUROCONSTRUCT es un grupo europeo de investigación y asesoramiento para la industria de la construcción, formado por 16 Institutos, representando a 14 países de la CE y del EFTA.

Los próximos días 12 y 13 de diciembre se celebrará en Barcelona la Segunda Conferencia anual de EUROCONSTRUCT. En ella se dedicará la primera jornada al análisis económico del mercado de la construcción; las previsiones a corto plazo de cada uno de los países, a partir de los datos aportados por los Institutos miembros, sobre los subsectores de la edificación residencial; la edificación no residencial pública y privada; la rehabilitación y el mantenimiento, y la ingeniería civil.

La segunda jornada versará sobre el "Impacto de dos grandes acontecimientos en el sector de la construcción, en España", la Exposición Universal de Sevilla y los Juegos Olímpicos de Barcelona, en la que estarán presentes, además

de los máximos responsables de estos eventos, representantes de otras ciudades que han tenido o tienen previsto actuaciones similares. También se analizarán las perspectivas del sector de la construcción una vez finalizados los mencionados proyectos.

El ITEC es el Instituto miembro del estado español y actúa también como representante de Portugal, siendo este Instituto el responsable de organizar la Conferencia de Barcelona, que tendrá lugar en el marco del recién inaugurado Instituto Nacional de Educación Física de Cataluña, en la Anilla Olímpica de Montjuic.

Los interesados en participar en esta Conferencia deberán ponerse en contacto con:

INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA
CONSTRUCCIO DE CATALUNYA
Wellington, 19
08018 BARCELONA
Tel.: 309 34 04
Fax: 300 48 52

Análisis de esfuerzos durante el lanzamiento del emisario submarino de Pinedo (Valencia)

Pedro Miguel Sosa, Catedrático de Hormigón
Miguel A. Fernández Prada, Prof. Titular de Hormigón
Departamento de Ingeniería de la Construcción
Universidad Politécnica de Valencia

1. INTRODUCCION

El emisario submarino de Pinedo (Valencia), construido a base de tubos de gran diámetro de hormigón armado con una camisa de chapa embebida en su interior, se proyectó para ser fabricado fuera del mar y colocado posteriormente mediante su arrastre sobre el fondo marino, tirando desde una pontona situada en el mar, lo que supone un "lanzamiento" desde la playa de montaje hasta su posición definitiva.

Debido a la escasa pendiente del fondo marino fue preciso aumentar ésta en la playa de montaje, a fin de limitar su longitud. En consecuencia, durante el proceso de lanzamiento, el emisario debe adaptarse a un perfil del fondo marino que le obliga a incurvarse, produciéndose esfuerzos de flexión que, de no ser controlados, podrían dañar al emisario en esta fase de lanzamiento.

Este artículo describe el trabajo realizado por los autores para llevar a cabo el análisis del comportamiento estructural del emisario durante su lanzamiento.

2. DESCRIPCION DEL MONTAJE Y LANZAMIENTO DEL EMISARIO

El emisario se realiza a base de tramos de tubo prefabricados, de hormigón, en la planta de prefabricación que la empresa DRAGADOS, S.A. tiene instalada en Sagunto (Valencia). Cada elemento prefabricado tiene 6,80 metros de longitud y una sección transversal de 3,20 metros de diámetro exterior y 2,50 metros de diámetro interior. Esta sección transversal está armada longitudinalmente con 48 redondos ϕ 12 y transversalmente con 10 redondos por metro lineal. Embebida en el hormigón existe una camisa de chapa, de 6 milímetros de espesor y 2,606 metros de diámetro (véanse foto 1 y figura 1).

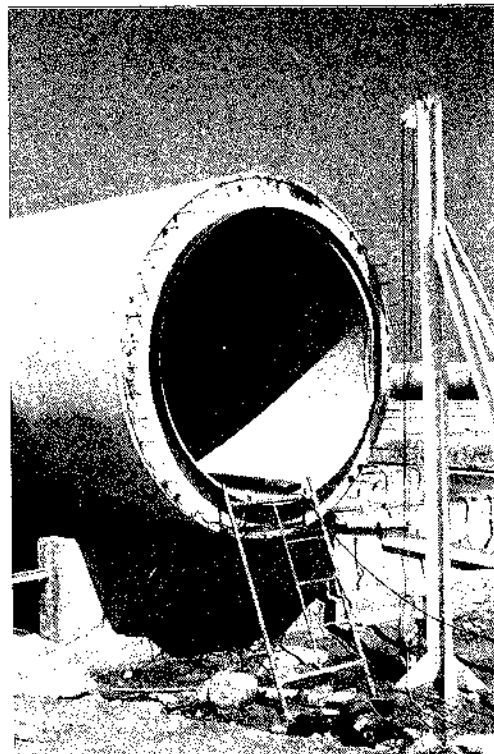


Foto 1.

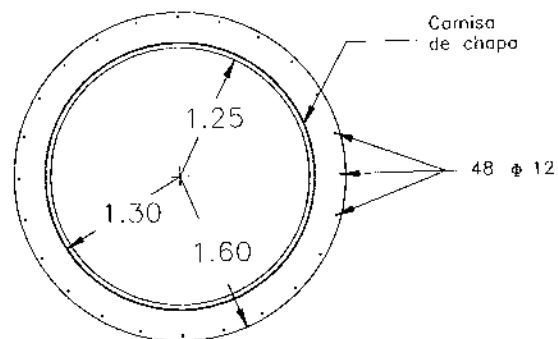


Fig. 1. Sección transversal del emisario.

Una vez a pie de obra, los elementos prefabricados se ensamblan mediante soldadura de la camisa de chapa y de las armaduras, resultando una junta (foto 2), de 20 centímetros de longitud, que se rellena con áridos y se inyecta con una lechada de cemento. Mediante este proceso se ensamblan 20 elementos prefabricados, obteniendo así una *columna* de 138,80 metros (20 tramos + 19 juntas). Estas *columnas* quedan acopiadas en una playa de montaje, paralelas a la rampa de lanzamiento (Foto 3).

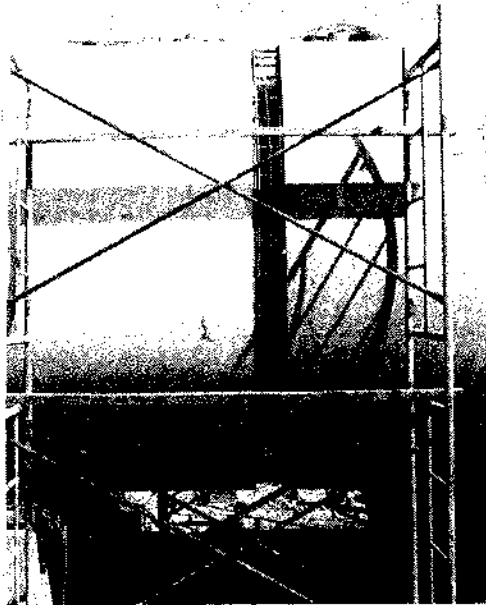


Foto 2.

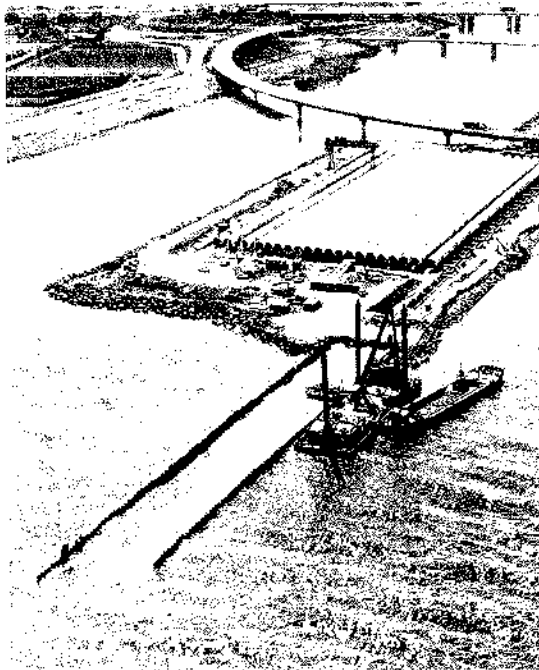


Foto 3

La rampa de lanzamiento está constituida por una serie de rodillos (Foto 4) que guían a la *columna* durante el proceso de lanzamiento. Estos rodillos definen un plano de desliza-

miento de 3,1% de pendiente, cuya cota inicial es de 5,784 metros y cuya longitud total es de 300 metros, de los cuales 185 están fuera del mar.

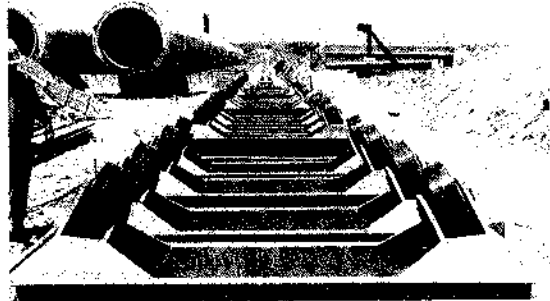


Foto 4.

El perfil del fondo continúa con la misma pendiente, pero sin rodillos, hasta completar una longitud de 402 metros desde su comienzo. Esta rampa, de 402 metros y 3,1% de pendiente, finaliza a la cota $-6,556$ bajo el nivel del mar, comenzando entonces un acuerdo, con curvatura constante, de longitud 444,4 metros, hasta la cota $-10,903$, que enlaza con la pendiente definitiva del fondo marino, de valor 0,457%. El origen de abscisas está situado a una distancia de 223 metros del eje del último rodillo, colocado en la cota 3,52 medida en la generatriz inferior del tubo, para hacerla coincidir con la referencia utilizada en la obra.

Una vez situada la primera *columna* sobre los rodillos de la rampa de lanzamiento, se coloca en su cabeza un dispositivo metálico troncocónico (Foto 5) que sirve para asegurar la estanqueidad y para transmitir el esfuerzo de tiro que, desde una pontona situada en el mar, se ejerce sobre ella mediante un cable.

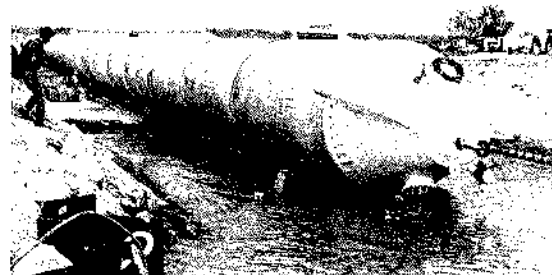


Foto 5.

El sistema de lanzamiento consiste en el tiro en punta mediante el cable mencionado y una retenida desde la parte posterior. Este sistema de tiro-retenido viene impuesto fundamentalmente por el pequeño coeficiente de rozamiento entre los rodillos y el emisario, cuyo valor es del mismo orden de magnitud que la pendiente de la rampa de lanzamiento. De esta forma, ade-

más, el valor del esfuerzo necesario para movilizar el emisario durante el lanzamiento puede ser controlado mejor.

El emisario se sumerge en el mar con su interior vacío, de forma que su peso sumergido es prácticamente nulo. A fin de controlar este peso, que resulta importante en los esfuerzos que tendrá el tubo durante su lanzamiento, se instala un sistema de lastrado que consiste en una tubería que puede llenarse o vaciarse de agua, a voluntad.

Una vez la primera *columna* ha sido desplazada 140 metros sobre los rodillos hasta que su cola queda en posición sobre la fosa de soldadura para ser ensamblada con la siguiente *columna*, esta se traslada desde su posición en la playa de montaje hasta la rampa de lanzamiento y se realiza la nueva junta que unirá ambas *columnas*. El proceso de lanzamiento prosigue con el desplazamiento de otros 140 metros para unir la siguiente *columna* y así sucesivamente.

3. PROBLEMATICA DE LA OPERACION DE LANZAMIENTO

Si el lanzamiento del emisario fuera sobre una rampa rectilínea en toda su longitud, no se producirían esfuerzos de flexión sobre el tubo, puesto que permanecería en posición recta sobre el fondo.

Debido a la variación de pendiente entre la rampa de lanzamiento y el fondo marino, el emisario debe incurvarse para que su cabeza discorra sobre el fondo. La deformación impuesta por este motivo produce, por consiguiente, una reacción en la cabeza del emisario.

El objetivo del estudio se planteó en términos de analizar y evaluar la magnitud de la reacción sobre la cabeza del emisario, a fin de disponer una componente de tiro vertical que aliviara o incluso que anulara dicha reacción para, con ello, facilitar el deslizamiento de la cabeza del tubo a lo largo del lecho marino.

4. ANALISIS DE ESFUERZOS DURANTE EL PROCESO DE LANZAMIENTO

4.1. Acciones que hay que considerar

En el momento del lanzamiento, y prescindiendo de las posibles acciones derivadas del oleaje y corrientes marinas, sobre el emisario actúan las siguientes acciones (Fig. 2):

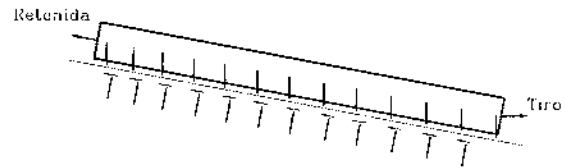


Fig. 2. Acciones sobre el emisario.

—El tiro desde la pontona (con componente horizontal y vertical) aplicada en la cabeza del emisario y en el centro de la sección.

—La retenida, en dirección longitudinal y aplicada en el centro de la sección.

—El peso propio, con una parte en seco (q_{sec}) y otra bajo el agua (q_{sum}). La zona de transición entre ambas se interpola linealmente entre los valores del peso en seco y el peso sumergido.

—La reacción de los rodillos, normal al eje longitudinal del emisario.

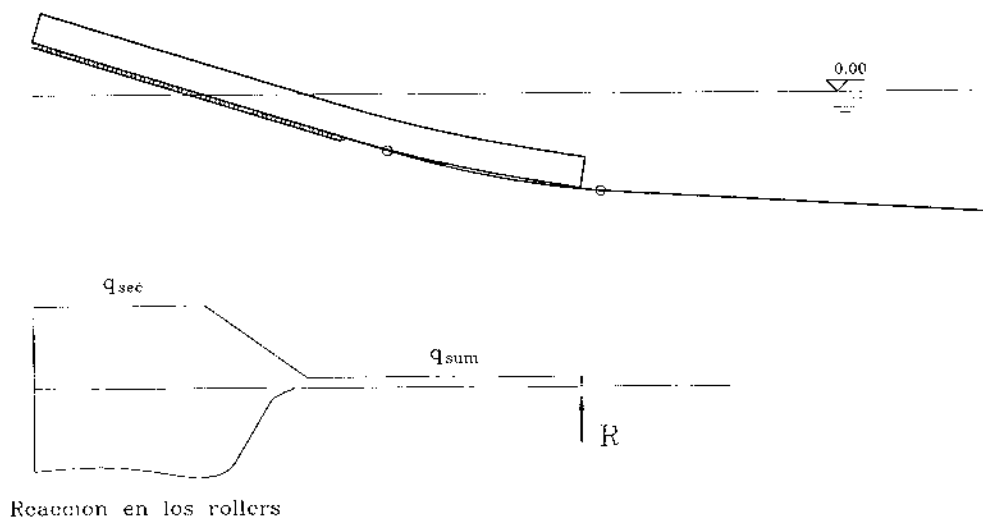


Fig. 3. Acciones consideradas en el cálculo.

—La reacción del terreno sobre la cabeza del emisario, en dirección normal a la superficie del terreno, y

—El rozamiento de los rodillos, actuando sobre la superficie del emisario y en dirección longitudinal.

Por comodidad para el análisis, se ha escogido como ejes globales de referencia los definidos por la rampa de lanzamiento y la dirección normal a ella.

La pequeña pendiente tanto de la rampa de lanzamiento como del lecho marino permiten considerar, sin introducir errores apreciables, que las componentes verticales de las acciones pueden ser aplicadas en la dirección Y-global y que las componentes horizontales pueden ser aplicadas en dirección X-global. Además, las tensiones debidas al esfuerzo de tracción de tiro son suficientemente pequeñas como para considerar despreciable su influencia sobre el comportamiento de la sección.

En definitiva, las acciones consideradas en el análisis son las que se reflejan en la figura 3.

4.2. Rigidez del tubo

La reacción R en punta del emisario depende de la rigidez del mismo, ya que es producida por un desplazamiento impuesto en la punta. Por este motivo, para poder evaluar correctamente esta reacción (o componente vertical del tiro) es necesario considerar la verdadera rigidez del tubo.

Debido al proceso de fabricación del emisario, éste no se comporta de forma homogénea en toda su longitud, ya que existen tramos prefabricados y juntas realizadas in situ.

Por una parte, el hormigón prefabricado tiene una calidad diferente al realizado en la junta. Se ha estimado para el hormigón prefabricado una calidad H-500 y para el hormigón de la junta H-200. Por otro lado, las secciones del tubo prefabricado tendrán la rigidez correspondiente a sección no fisurada, cuando su esfuerzo de flexión no supere el de fisuración, mientras que en las juntas las secciones de conexión entre el hormigón de la junta y el hormigón prefabricado carecen de resistencia a la tracción, por lo que debe contarse con la rigidez correspondiente a la sección fisurada aunque el esfuerzo de flexión sea pequeño.

Cuando se supera el esfuerzo de flexión que provoca la fisuración en el tubo prefabricado, se producen una serie de fisuras, separadas entre ellas una cierta distancia. Para evaluar correctamente la rigidez del tubo fisurado es necesario contar con la rigidez que suponen las secciones no fisuradas (fenómeno conocido como *tensión-stiffening*). Esta rigidez, que

depende del nivel de esfuerzo aplicado sobre la sección, puede ser evaluada mediante una interpolación entre la rigidez de la sección fisurada y la no fisurada.

La interpolación escogida en este análisis está basada en la propuesta por Favre (1), que ha sido recogida en el Código Modelo CEB/FIP 1978 (2) y en el Eurocódigo II (3), según la cual la deformación media ϵ_{cm} de la armadura en una sección puede expresarse, en función de la deformación ϵ_1 correspondiente a un análisis de la sección sin fisurar y de la deformación ϵ_2 correspondiente a un análisis de la sección fisurada, de la siguiente forma:

$$\epsilon_{cm} = (1 - \xi) \epsilon_1 + \xi \epsilon_2$$

donde ξ es un parámetro de interpolación dado por:

$$\xi = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2$$

Adoptando $\beta_1 \beta_2 = 0,5$ y teniendo en cuenta que, al no ser considerado el esfuerzo axial, el cociente entre la tensión de la armadura σ_{sr} (producida por el momento de fisuración M_f) y la tensión σ_s (producida por el momento aplicado, M, en sección fisurada) es igual al cociente M/M_f , el parámetro ξ resulta:

$$\xi = 1 - 0,5 \left(\frac{M_f}{M} \right)^2$$

Suponiendo, de acuerdo con Favre (1), que esta misma interpolación puede aplicarse a las curvaturas, la curvatura media c_m de la sección será:

$$c_m = (1 - \xi) c_1 + \xi c_2$$

donde c_1 y c_2 son las curvaturas obtenidas en sección no fisurada y fisurada, respectivamente. Por tanto, la inercia media I_m de la sección de hormigón puede interpolarse siguiendo la ley:

$$\frac{1}{I_m} = (1 - \xi) \frac{1}{I_1} + \xi \frac{1}{I_2}$$

donde I_1 es el momento de inercia de la sección no fisurada e I_2 es el momento de inercia de la sección fisurada.

Los valores de I_1 e I_2 son independientes del nivel de momento flector aplicado, M. Sin embargo, el valor de I_m depende del momento flector M a través del parámetro de interpolación ξ .

4.3. Modelo numérico

Para el cálculo de la reacción en punta del

emisario durante el proceso de lanzamiento, así como de los esfuerzos sobre el mismo, se ha confeccionado un programa de análisis no lineal de elementos barra.

Se distingue entre dos tipos de elementos: elemento junta de 0,20 metros de longitud, y elemento tubo (tramo de tubo prefabricado, de 6,80 metros de longitud).

La rigidez del elemento junta se ha considerado constante en su longitud y correspondiente a la de la sección fisurada. La rigidez del elemento tubo se considera también constante en toda su longitud, pero su valor varía con el esfuerzo flector medio actuante sobre el elemento. Si este momento flector es inferior al momento de fisuración de la sección, la rigidez corresponde a la de la sección sin fisurar y, en caso contrario, se toma la rigidez correspondiente a la inercia media interpolada según lo expresado en el apartado 4.2.

Para simular la acción de los rodillos se introducen unos muelles en los nudos de la estructura que no operan cuando el emisario despegue de los rodillos.

La no linealidad del proceso de análisis viene determinada, de un lado, por el despegue del emisario de los rodillos y, por otro lado, por la propia fisuración del emisario.

Para asegurar la convergencia se procede inicialmente a fijar las rigideces de las barras hasta que se alcanza la convergencia del primer proceso no lineal (despegue del emisario). Cuando este proceso converge, se calculan los esfuerzos y se permite, en su caso, la fisuración del tramo de tubo prefabricado más solicitado. Se recalculan entonces las matrices de rigidez de todas las barras y se vuelve otra vez a buscar la convergencia del primer proceso no lineal con la nueva matriz de rigidez de la estructura.

Cuando ya no se presentan nuevos tramos fisurados y la reacción en punta difiere menos de 10 Kp con el valor calculado en la iteración anterior, se considera que se ha alcanzado la convergencia.

5. RESULTADOS

En el análisis se han considerado los siguientes datos:

—Características geométricas de la sección:

- * Diámetro exterior de la sección 3,20 m.
- * Diámetro interior de la sección 2,50 m.
- * Longitud del tramo prefabricado 6,80 m.
- * Longitud de la junta 0,20 m.

- * Espesor de la camisa de chapa 6 mm.
- * Diámetro medio de la camisa de chapa 2,606 m.

—Características mecánicas:

- * Hormigón en tubo prefabricado:
 - $f_c = 500 \text{ Kp/cm}^2$.
 - $f_{ct} = 28,35 \text{ Kp/cm}^2$.
 - $E_c = 425.000 \text{ Kp/cm}^2$.
- * Hormigón en junta:
 - $f_c = 200 \text{ Kp/cm}^2$.
 - $f_{ct} = 0 \text{ Kp/cm}^2$.
 - $E_c = 285.000 \text{ Kp/cm}^2$.
- * Acero: $E_s = 2.100.000 \text{ Kp/cm}^2$.

—Rigidez de los rodillos:

Realizada una medición del descenso producido en un tramo de tubo prefabricado colocado sobre los rodillos, se estimó una constante de rigidez de los muelles de 90.000 Kp/cm.

—Carga debida al peso del emisario:

- * Peso en seco (q_{sec}) 82 Kp/cm.
 - * Peso sumergido (q_{sum}) 0,6 Kp/cm.
- (Según las mediciones efectuadas en la propia obra, este peso es prácticamente nulo, pero se controla mediante el sistema de lastrado antes descrito).

Para simular el lanzamiento del tubo se procedió a realizar distintos análisis de la estructura con diferentes longitudes de emisario, imponiendo que la cabeza del mismo tuviera un desplazamiento impuesto por el perfil del terreno. Estas longitudes iban siendo progresivamente mayores hasta que se detectaba que la deformada del emisario quedaba por debajo del perfil del terreno, en un punto intermedio entre la cabeza del emisario y los rodillos.

Los resultados obtenidos del análisis se reflejan en las Figuras 4 y 5 en las que se representan, en función de la longitud del lanzamiento del emisario, la reacción en cabeza y el flector máximo, respectivamente. Los incrementos de longitud analizados son de 35 metros.

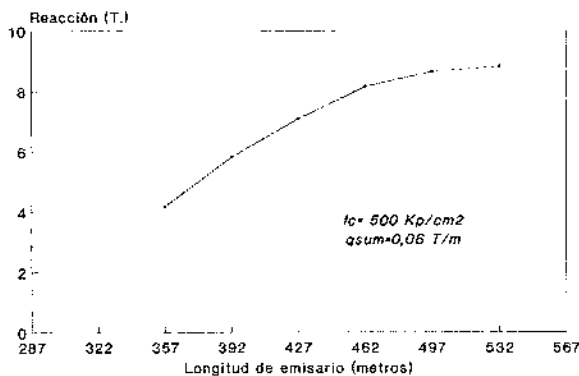


Fig. 4. Reacción en cabeza del emisario.

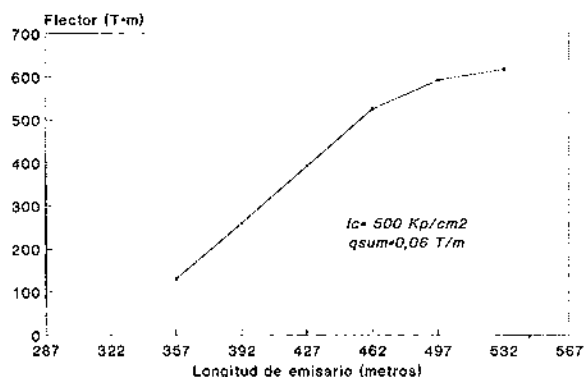


Fig. 5. Flector máximo.

El máximo momento flector obtenido en una sección del emisario es ligeramente inferior a 620 t . m, valor que se ha utilizado para llevar a cabo un análisis de las tensiones producidas en la sección, mediante un programa realizado por los autores que incorpora un comportamiento no lineal del hormigón y del acero hasta rotura, teniendo en cuenta la fisuración según el criterio del Código Modelo CEB/FIP 1990 (4). Según este análisis, la máxima tensión en el acero es de 1.323 Kp/cm² y la máxima compresión en el hormigón es de 70 Kp/cm².

6. ESTUDIO PARAMETRICO

Debido a la posible variación que puede haber en el valor de algunos de los datos supuestos en el análisis, se ha llevado a cabo un estudio paramétrico que permitiera conocer la importancia de su variabilidad en los resultados obtenidos.

Los parámetros objeto de estudio son:

- * Peso sumergido: por su evidente influencia en los resultados, la incertidumbre de su valor por problemas de absorción, fundamentalmente, y por la facilidad de su control mediante un lastrado adecuado.
- * Calidad del hormigón: medida a través de la resistencia a compresión simple y que afecta a dos parámetros importantes en este análisis: la resistencia a la tracción y el módulo de elasticidad.

6.1. Influencia del peso sumergido

Para estudiar la influencia del peso sumergido del emisario, se ha analizado el comportamiento de la estructura para diferentes valores del mismo, variando entre 0 y 0,6 Kp/cm, con incrementos de 0,2 Kp/cm.

Las figuras 6 y 7 muestran, respectivamente, en función del parámetro objeto del estudio, la

variación tanto de la reacción sobre la cabeza del emisario como del esfuerzo flector máximo en cualquier sección del mismo.

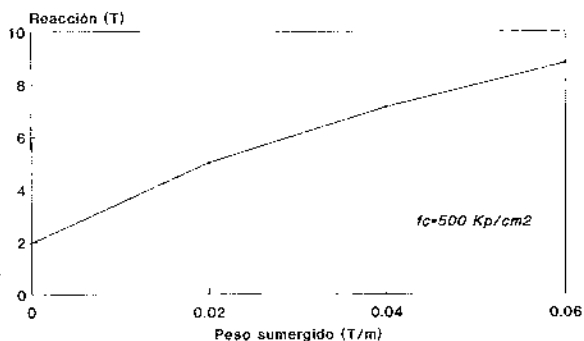


Fig. 6. Variación de la reacción en función del peso sumergido.

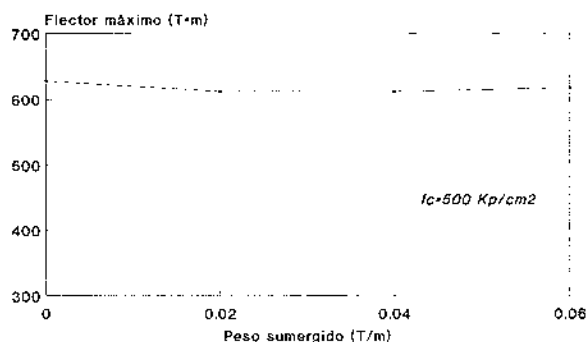


Fig. 7. Variación del flector máximo en función del peso sumergido.

Estas figuras muestran que, conforme el peso sumergido es mayor, la reacción en punta del emisario crece; sin embargo, el valor del máximo momento flector obtenido (620 t . m) permanece prácticamente invariable y ligeramente por encima del valor del momento de fisuración (604 t . m). Esto es debido a que la sección en la que se produce el momento flector máximo no es la misma para cualquier valor del peso sumergido. Si éste es nulo, la sección de momento máximo está donde se produce el empotramiento (aproximadamente a $620/2 = 310$ metros desde la cabeza del emisario), y conforme aumenta el peso sumergido, la sección de momento máximo se sitúa más cerca de la cabeza del emisario (para 0,06 t/m, la sección de momento máximo se sitúa a $8,82/0,06 = 147$ metros).

Esto significa que por cada tonelada de variación de la componente vertical del tiro, el incremento de flector máximo es de 310 t . m en el caso de peso sumergido nulo, y de 147 t . m en el caso de peso sumergido de 0,06 t/m. A la vista de estos resultados parece desaconsejable llevar una componente vertical en el tiro para disminuir la reacción sobre el terreno, ya que un error en el valor de esta componente vertical podría llevar a introducir esfuerzos excesivos en el emisario, tanto más cuanto menor sea el peso

sumergido. En cualquier caso, debido a la dificultad de eliminar por completo la componente vertical del tiro causada por el ángulo de incidencia del cable en la cabeza del emisario, resulta preferible lastrar el emisario para disminuir el efecto que sobre los esfuerzos en el mismo tendría esta componente vertical.

Con el fin de no elevar en exceso la reacción transmitida al terreno, con el consiguiente riesgo de *encallamiento* de la cabeza del emisario, se estimó como solución adecuada el lastrado del tubo hasta 0,06 t/m.

6.2. Influencia de la calidad del hormigón

La calidad del hormigón, medida a través de la resistencia a compresión simple, interviene fundamentalmente en dos parámetros del modelo de análisis: la resistencia a la tracción y el módulo de elasticidad.

A mayor resistencia a tracción, más elevado será el momento de fisuración y, por consiguiente, mayor rigidez presentará el emisario. Como consecuencia, la reacción en punta será mayor y la deformada tendrá menor flecha. En el mismo sentido actúa la variación del módulo de elasticidad.

Para estudiar la influencia de este parámetro, se ha comparado el comportamiento de la estructura suponiendo una resistencia a compresión simple del hormigón prefabricado de 350 Kp/cm², con los resultados obtenidos para 500 Kp/cm². Los resultados obtenidos quedan reflejados en las figuras 8 y 9, donde se representan, respectivamente, la reacción en la cabeza del emisario y el flector máximo sobre el mismo en función de la longitud total de emisario lanzado.

La influencia de la calidad del hormigón es poco relevante, tal como se aprecia en las figuras 8 y 9. En ellas se observa cómo para longitudes cortas del emisario, en donde el desplazamiento impuesto en la cabeza es pequeño, y no se alcanza el momento de fisuración, la variación del módulo de elasticidad debido a las diferentes resistencias del hormigón, no influye prácticamente en los valores de la reacción ni del momento flector máximo. A medida que la longitud del emisario se hace mayor y, por consiguiente, el desplazamiento impuesto en su cabeza es significativo, se aprecia una mayor diferencia en los valores de la reacción en punta y flector máximo, debida a la variación del módulo de elasticidad. Finalmente, las curvas presentan una mayor diferencia cuando se alcanza la fisuración, debido a la diferente resistencia a tracción de ambos hormigones.

En cualquier caso, la máxima variación de la reacción en cabeza es del 7,4% y la máxima variación del momento flector máximo es del 14,5%.

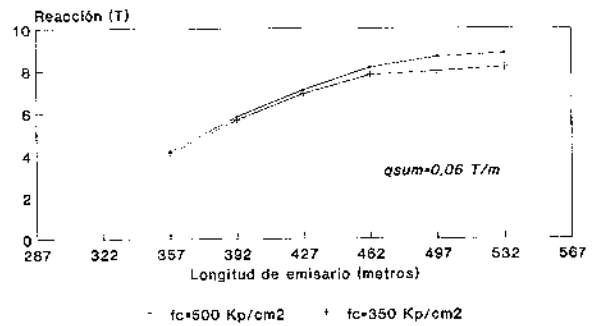


Fig. 8. Variación de la reacción en función de la resistencia del hormigón.

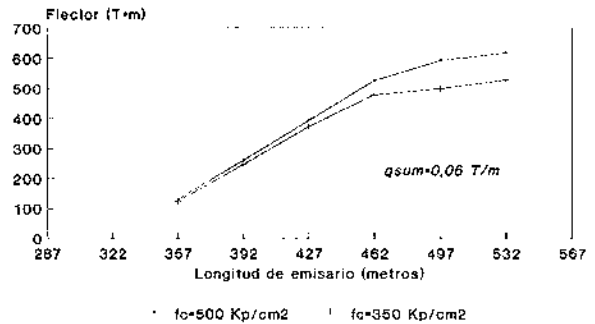


Fig. 9. Variación del flector en función de la resistencia del hormigón.

6.3. Influencia del modelo de análisis

A fin de poner de manifiesto la necesidad de utilizar un modelo de análisis no lineal, se presentan a continuación los resultados que se obtienen de un análisis lineal en cuanto al material, manteniendo la no linealidad producida por el despegue del emisario de los rodillos (figuras 10 y 11).

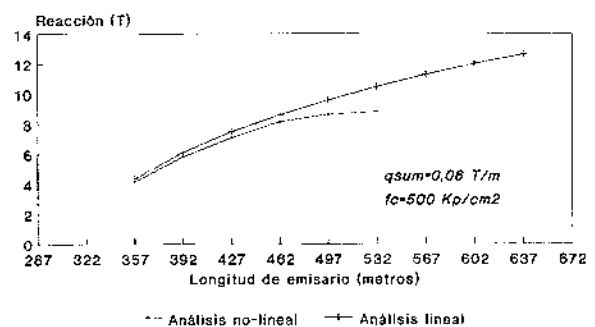


Fig. 10. Variación de la reacción en función del tipo de análisis.

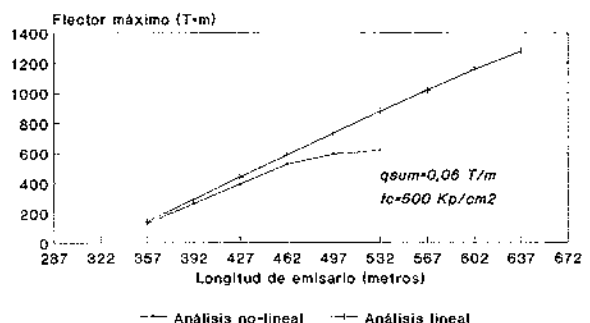


Fig. 11. Variación del flector máximo en función del tipo de análisis.

Los resultados que refleja este análisis muestran que la longitud del emisario hasta que éste se apoya en el lecho marino es mucho mayor que la obtenida en el análisis no lineal, debido a la mayor rigidez del emisario en el primer caso. Como consecuencia, en el análisis lineal se obtiene una reacción de casi 13 t que produce un momento flector máximo del orden de 1.300 t . m, valor muy superior al momento de fisuración y que, en cualquier caso, supondría para la sección una tensión en la camisa de chapa que alcanzaría los 2.776 Kp/cm², valor superior a su límite elástico.

7. CONCLUSIONES

Las principales conclusiones extraídas del análisis efectuado, se resumen en los tres puntos siguientes:

1. La utilización de un modelo de análisis lineal conduce a resultados totalmente incongruentes e inadmisibles, y solamente un análisis no lineal que evalúe correctamente la rigidez del emisario permite obtener resultados realistas.
2. El estudio paramétrico realizado, desaconseja el disponer de una componente vertical del tiro, puesto que se tiene una reacción relativamente pequeña y el riesgo de daño sobre el emisario podría ser grande.
3. Resulta conveniente el lastrado del emisario, para minimizar el riesgo de daño sobre el mismo debido a la existencia de posibles acciones verticales causadas por el tiro, puesto que con ello no se aumenta el momento flector máximo sobre el emisario.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren expresar su agradecimiento a la empresa CONSOMAR y en particular a D. José Álvarez Alvarado quien nos ha facilitado la documentación necesaria para la realización de este artículo.

Así mismo, deseamos expresar nuestro agradecimiento al personal técnico a pie de obra de las empresas DRAGADOS y CUBIERTAS Y MZOV por las atenciones recibidas.

BIBLIOGRAFIA

1. GHALI, A. y FAVRE, R.: "Concrete Structures: Stresses and Deformations". Chapman and Hall, London 1986.
2. CEB/FIP: "Code Model CEB/FIP pour les structures en beton". Bulletin d'Information nº 124/125, Abril 1978.
3. EUROCODIGO nº 2: "Design of Concrete Structures". Commission of the European Communities, Diciembre 1988.
4. CEB/FIP: "Model Code 1990". Bulletin d'Information nº 195 y nº 196, Marzo 1990.

RESUMEN

En este trabajo se describe el modelo de análisis no lineal y los resultados obtenidos de la aplicación del mismo al cálculo de los esfuerzos que se producen durante el proceso de lanzamiento del emisario submarino de Pinedo (Valencia).

Así mismo, se presentan las conclusiones obtenidas del estudio paramétrico realizado en función de las variables que mayor influencia tienen en el comportamiento del emisario. Este estudio es un buen ejemplo de cómo el empleo de un análisis no lineal puede resultar imprescindible en el cálculo de algunas estructuras de hormigón.

SUMMARY

A non linear model for the analysis of the efforts during launching of the outfall sea pipe of Pinedo (Valencia) is shown.

A parametric study about the influence of the main variables in the behaviour of the pipe is also presented in this paper. This study is a good example of how a non linear model must be used in the analysis of the some special concrete structures.

La construcción del puente del Pedrido. Un puente en la frontera entre dos formas de construir

Antonio González Serrano
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Director Gerente de PROXECTOS, S.L.
Patología, Análisis, Reparación de Estructuras,
Peritajes e Informes.

*Vivo sin vivir en mí,
y tan alta vida espero,
que muero porque no muero.
(Santa Teresa de Jesús).*

A Rosa

Reinando en España el Rey Alfonso XIII se publica una ley, el 13 de Noviembre de 1896, por la que la carretera de Ponte do Porco a Muros, que estaba comprendida dentro del Plan de Obras Provinciales de la Provincia de La Coruña, pasa a pertenecer a la demarcación de Obras del Estado.

En el año 1922 se proyecta esta carretera para ser la gran vía diagonal principal de la Provincia de La Coruña. La longitud total prevista es de 140 km, de los que solamente 29 km estaban construidos, 25 km estudiados, y el resto pendientes de estudio.

En el origen de esta carretera, en la parte construida por aquel entonces, se necesitaba cruzar la ría de Betanzos. Con este fin se van a redactar una serie de Proyectos, y se van a producir una serie de vicisitudes e impedimentos técnicos, políticos y sociales, hasta que se culmina con la construcción del Puente Actual.

Cuando la carretera de Ponte do Porco a Muros pertenecía al Plan de Obras Provinciales, la Diputación Provincial de La Coruña proyectó un puente metálico para cruzar la ría de Betanzos. En este primer proyecto, anterior a 1896, del que sólo se tiene la referencia que se hace del mismo, en 1922, en la Memoria del Proyecto de D. Luciano Yordi, se cruzaba la ría con tres arcos, de 40 m de luz cada uno, con un nivel de rasante bajo. Por esta causa sólo podían pasar

por debajo pequeñas embarcaciones, y este hecho hizo que se abandonara el Proyecto.

El Primer Proyecto que se conoce está fechado el 31 de Marzo de 1922, y su autor es el ya citado Ingeniero de Caminos, D. Luciano Yordi.

Hasta entonces, el cruce de la ría, en el lugar conocido por Pasaje del Pedrido, tenía lugar en una barca de paso particular, que se utilizaba para el paso de personas y, con dificultad, para el paso del ganado. El resto de los vehículos, carros y automóviles, estaban obligados a hacer el recorrido desviándose por Betanzos.

Actualmente subsiste, en perfecto estado de conservación, un muelle importante de mampostería, con escaleras, aguas arriba del puente, en la margen derecha, que está cimentado en roca. En la otra margen parece ser que no se construyó otro análogo, por los problemas de cimentación surgidos. Este hecho testifica, de forma patente, que el cruce de la ría se hacía utilizando medios a flote.

El nombre del lugar, conocido por Pasaje del Pedrido, indica claramente que se tenía que pagar un pasaje para cruzar el río en la zona del Pedrido. Un caso análogo se produjo también en La Coruña, en el tan conocido Puente del Pasaje.

Es evidente que la construcción de un Puente en el Pedrido, iba a facilitar la comunicación

entre dos núcleos de población importantes y sus entornos, como eran La Coruña y El Ferrol, evitando tener que rodear la ría.

Pero, al mismo tiempo, esta construcción iba a suponer una importante disminución del tráfico en la ciudad de Betanzos, y esto dio lugar a innumerables protestas continuadas contra la ejecución de la obra, por parte de los políticos de Betanzos, implicando también a los Ayuntamientos limítrofes.

La primera protesta de la que se tiene conocimiento es del 4 de Marzo de 1921. En ella, el concejal D. Adolfo Sánchez Díaz dirige un escrito al Ayuntamiento para que el diputado D. Pedro Seoane, que ya defendió en otras ocasiones los intereses de la Comarca, se oponga enérgicamente en el Parlamento a la Construcción del Puente, ya que constituye un perjuicio notorio para la ciudad de Betanzos, y es una causa determinante para la paralización de la vida local.

El 7 de Marzo se adhiere a esta propuesta toda la Corporación Municipal. Esta Corporación dirige, el 25 de Abril, una carta al Ministro de Fomento de entonces, para intentar paralizar la futura construcción del Puente. Los argumentos vertidos en esta carta indican que "...sólo por la circunstancia de ahorrarse los automóviles que circulan entre ambas capitales 15 minutos de camino y, acaso, ciertas distancias entre algunas casas de campo señoriales...", se causaría un gran perjuicio a la ciudad, sobre todo porque no podrían acceder al Puerto de Betanzos los barcos dedicados al transporte de la madera.

Esta era una actividad que había tenido un fuerte desarrollo en aquellos tiempos, por la demanda de madera que se hacía por parte de las minas Asturianas. Hay que situarse retrocediendo en el tiempo, para comprender que el transporte por carretera no contaba con los medios adecuados, como son los actuales, y este hecho potenciaba los transportes de otro tipo, como el marítimo-fluvial.

Y en efecto, la ría de Betanzos era navegable, por aquel entonces, para barcos de pequeño tonelaje. Incluso, cuando se construyó el ferrocarril Ferrol-Betanzos, el Estado realizó obras de encauzamiento del río Mandeo, mejorando así las condiciones de la ría, y construyendo en Betanzos un pequeño muelle de ribera, para la carga y descarga de mercancías. Con estas obras se consiguió un canal de acceso al puerto de Betanzos, de 40 m de ancho, con un calado mínimo de 5 pies en la baja mar, que permitía el acceso de barcos de cierta importancia, que realizaban un tráfico muy notable.

Esta causa fue, por aquel entonces, un argumento de peso con el que se contaba para oponerse a la construcción del puente. Este

hecho queda patente el 30 de diciembre de 1928, fecha en la que varios industriales y cargadores de Betanzos se vuelven a dirigir al Ministro de Fomento, insistiendo en los razonamientos señalados. Estos razonamientos se apoyaban en los datos estadísticos del tráfico portuario de la ría de Betanzos entre los años 1925 y 1928. Datos que estaban aportados por el Administrador de Aduanas, y que enumeraban los distintos tipos de embarcaciones, con sus respectivas alturas y capacidades de carga.

Estas nuevas peticiones ya no iban contra el Proyecto del Puente en sí, sino que estaban dirigidas contra el gálibo fluvial del mismo, proponiendo como alternativa que se elevase el nivel de la rasante del tablero, o que se proyectase un tramo central móvil.

La circunstancia de no impedir la navegabilidad de la ría está recogida en el Proyecto de D. Luciano Yordi, así como en todos los proyectos posteriores. Y de este forma, en la memoria del proyecto de D. Luciano Yordi se dice textualmente... "Una vez fijada la ubicación de la obra, es necesario determinar, su clase y características para que llene cumplidamente su fin de utilidad general, no produzca perjuicios de ninguna clase, y resulte lo más económica posible...".

En esta memoria se desecha la solución de puente móvil, y se eleva el nivel de la rasante a 14,50 m sobre la pleamar. Esto conlleva a un gálibo libre de 13,035 m en la pleamar, 15,135 m en marea media, y 17,235 m en la baja mar. La cota de la rasante prevista, de 14,50 m, es inferior a la de 21,00 m que tiene el puente construido.

La elevación del nivel de la rasante impone un aumento de obra importante, por la orografía de la margen izquierda de la ría. Por esta causa, D. Luciano Yordi hace en su Proyecto un minucioso estudio del tráfico marítimo del puerto de Betanzos, con el fin de fijar la rasante óptima.

Los datos analizados del tráfico marítimo son los del año 1919, estando tomados de la Aduana del puerto de Betanzos. En este año entraron en el puerto 390 buques, de los cuales 225 fueron de vapor, con un tonelaje total de 15.195 t, y 165 fueron de vela, con un tonelaje total de 5.652 t. El tonelaje medio de los barcos de vapor fue de 70 t y de 40 t para los de vela. El dato excepcional que se poseía es que algún barco de más de 100 t de desplazamiento había arribado al puerto de Betanzos.

En la memoria del Proyecto se indica, con gran razón, que el tráfico aludido podrá aumentar en intensidad, pero no en tonelaje, ya que esto obligaría a gastar grandes sumas que se juzgan innecesarias por la proximidad de otros puertos mejor dotados, como lo es, por ejemplo, el de La Coruña.

El gálibo adoptado en el Proyecto de D. Luciano Yordi se basó en un vapor tipo de 150 t de desplazamiento, que descargado tiene una altura de 16,50 m desde la línea de flotación hasta la punta de los palos. Estos datos coinciden con los de la embarcación "Landro" matriculada, por aquellos tiempos, en La Coruña.

En el referido Proyecto se decide que si existen barcos de mayor tonalaje que deseen acceder al puerto de Betanzos, deberán esperar la hora oportuna de las mareas, para entrar y salir por la ría, a fin de aprovechar unos calados mayores.

El Proyecto contempla también la posibilidad del transporte con barcos de vela que, aunque tienen menor tonelaje que el barco de vapor que se tomó como tipo, tienen, sin embargo, unos palos más altos. Ahora bien el Proyecto considera que los palos más altos, que eran los masteleiros, deben de estar calados al entrar en la ría, con lo que el gálibo ya se hace admisible en la mayoría de los casos.

Si se produjese alguna restricción, por excepción, de algún barco de vela con palos mucho más altos, ésta se debe aceptar, porque cualquier disminución de altura representa una disminución importante en la obra que se va a realizar. Hay que afirmar que la obra rozaba los límites de lo técnicamente posible en aquellos tiempos, sobre todo por las condiciones excepcionales que imponía la ejecución de la cimentación.

En el Proyecto se analiza el trazado que convenía elegir, adoptando un trazado recto en planta, con la rasante de la plataforma horizontal, semejante al del puente construido.

El Puente definido en este Proyecto, es técnicamente muy inferior al que se ha construido. El vano central, de 70 m de luz, se salva con una solución metálica de vigas parabólicas en celosía, desechando la solución de hormigón, en base a un coste elevado y a la dificultad que imponía, por aquel entonces, su ejecución.

El resto del puente se resuelve con vanos de hormigón armado, de sección en π , de 10 m de luz. En la margen derecha se proyecta un grupo de 8 vanos, mientras que en la margen izquierda se proyectan 32 vanos, agrupados en 4 grupos de 8 vanos análogos al de la margen derecha. Los grupos están separados entre sí por pilas de mampostería en las que se apoyan las vigas extremas. El resto de las vigas en π se empotran elásticamente en pilares de hormigón armado.

El Puente se proyecta con un ancho de 6 m, de los cuales 4,5 m están destinados a la calzada y el resto a las aceras.

Es importante destacar que las dosificaciones que se dan de los hormigones son insuficientes e incompletas. Con ellas es imposible garantizar un hormigón de resistencia adecuada y, sobre

todo, con uniformidad. En la memoria del proyecto se puede leer... "empleando en el forjado hormigón de 350 kilogramos de cemento por 400 litros de arena y 800 litros de grava". Como se desprende, no se menciona la cantidad de agua, y esto, obviamente, es muy importante.

Además, el grado de indefinición es total, ya que no se define el tipo, clase y categoría del cemento, ya que por entonces no se podía, la granulometría de los áridos, y sobre todo la relación A/C, que es la "ley de Feret o regla de oro" de la dosificación de hormigones.

Los sondeos que se hacen no se pueden considerar como tales. Son incompletos, insuficientes, y están exentos de cualquier tipo de definición del terreno. Los métodos empleados, que son los que existían, se pueden definir hoy día como muy rupestres.

Hay que decir que en la margen derecha la roca se va perdiendo a medida que nos separamos de la orilla. En esta roca están cimentadas todas las pilas de esta margen, incluyendo la pila del margen derecho del tramo central.

Por aquel entonces se ejecutan diversos sondeos en tres zonas de la arena. Los sondeos se hicieron con sonda de gusanillo, en la que se medía la resistencia a la penetración por el número de hombres que apretaban la palanca. Respecto a los sondeos realizados, se indica que al llegar a profundidades variables de 9 a 14 metros, se decide suspenderlos ante la resistencia que se sentía al avance. En el proyecto se describen los sondeos ejecutados y hay un párrafo muy gráfico que dice... "es necesario suspender el sondeo por no poderse seguir, por la resistencia del terreno. El gusanillo traía adherido fango gris y pedazos de concha."

Analizado este asunto, una vez conocidos los problemas que aparecieron al construir las cimentaciones, cabe afirmar que la resistencia al avance era simplemente la resistencia del fuste de la sonda, que estaba montada en un elemento flotante sometido a las corrientes existentes. El hecho de que se detectase fango con conchas, era un testimonio claro de la existencia de un estrato deformable y de poca capacidad portante, en contra de lo supuesto.

El supuesto anterior, que se hace en el Proyecto de D. Luciano Yordi, y que se mantuvo también en el proyecto siguiente, de que a las profundidades sondeadas, es decir descendiendo con las cimentaciones a unas profundidades de unos 15 m, se queda al abrigo de socavaciones futuras, y se alcanza un terreno con suficiente capacidad portante, ha sido totalmente falso, como desgraciadamente se comprobó a posteriori.

Las cimentaciones de la margen derecha, incluyendo la de la pila derecha del vano central, se proyectaron con cimentaciones directas en una roca pizarrosa. Este supuesto, que se mantuvo también en el Proyecto siguiente, estuvo acorde con la realidad.

La pila de la margen izquierda del vano central se proyectó con un cajón de aire comprimido, que se había previsto para una profundidad del orden de 15 m. El cajón proyectado fue análogo a los utilizados en los puentes del Barquero y del Ezaro. Esta cimentación, que se mantuvo en el proyecto posterior, no se pudo concluir con el cajón proyectado, al contrario de lo ocurrido en los otros dos puentes citados.

El resto de los tramos de hormigón en el lado Coruña, se proyectaron con cajones de hormigón en masa, de 1,50 m de altura, formando unos tipos de campanas contra la socavación o arrastres de arena, que se dice en el Proyecto que no eran de temer.

Entonces era preceptivo que los proyectos correspondientes a las obras del Estado tuvieran un Anejo con "El Informe del Ingeniero Jefe". Este Anejo, que está firmado el 4 de Julio de 1922, informa favorablemente todo el Proyecto, a excepción de las cimentaciones de las pilas lado Coruña que se ubican en la zona de influencia del agua de la ría. El Informe dice que las dificultades que pueden aparecer al realizar la obra, van a exigir procedimientos de hinca sumamente difíciles y costosos, que no se contemplan en el Proyecto.

El Ingeniero Jefe propone como variante de estas cimentaciones la ejecución de un tubo prefabricado, de 20 cm de espesor y de 1,60-1,80 m de diámetro interior, que sería más fácil de descender retirando el terreno del interior, que utilizando las cimentaciones del Proyecto. Es decir, el Ingeniero Jefe, parece percibir las dificultades que iban a surgir en la ejecución de la obra, y predice la necesidad de hacer las cimentaciones con pilotes, con entubación perdida.

Un dato curioso es el Presupuesto de este Proyecto. El puente fue valorado en 1.243.557,84 pts, siendo el plazo de ejecución previsto de 3 años.

Incluso se llegó a hacer un "Replanteo al Contratista" de este puente, que como se indicó no se llegó a construir. Este replanteo está firmado el 9 de Mayo de 1927 por el que iba a ser el Director de las Obras, el Ingeniero de Caminos D. Enrique Molezum. En este Informe, que al mismo tiempo era un Acta de Replanteo, se recogen las modificaciones que el Director de las Obras introduce en el Proyecto.

Al replantear las obras se modifica la traza del puente prevista en el Proyecto, a fin de conservar la rampa embarcadero que todavía existe actualmente, con escaleras de desembarco. En esta rampa finalizaban las dos carreteras lado Ferrol que uniría el puente.

La mencionada rampa fue construida, al igual que las citadas carreteras, por la Diputación Provincial de La Coruña, y aunque se pensó que su utilidad iba a disminuir enormemente con la construcción del Puente, se creyó, sin embargo, que podría tener alguna utilidad futura como punto de embarque. Por esta razón se decidió su conservación, ya que se trataba de una obra de sillería de relativa importancia, y además, porque no estorbaba para el emplazamiento del futuro Puente.

La construcción de estas Obras se tuvieron que paralizar al poco tiempo de haberse iniciado, ante las innumerables protestas que se produjeron.

Ante la situación anterior, en el año 1928, se hace cargo de redactar un nuevo Proyecto del Puente el Ingeniero de Caminos D. César Villalba Granda. Con este Proyecto se construirá gran parte del Puente actual. Las obras comenzaron 5 años más tarde, a finales del año 1933, y estuvieron, sin embargo, bastante eclipsadas por la construcción de la línea del ferrocarril Zamora-La Coruña.

En el año 1932 vuelven los debates en el Pleno Municipal del Ayuntamiento de Betanzos. En este Pleno ya se producen posturas a favor y en contra de este nuevo Proyecto, que ya elevaba el nive de la rasante y ampliaba el ancho de la calzada, como luego se verá.

Como consecuencia de los debates, se acuerda solicitar a los Ministros de Obras Públicas y de Agricultura, que envíen Técnicos para que realicen el Proyecto de canalización de la ría y de desecación de las marismas. Estas fueron las contraprestaciones que se pidieron a cambio de la construcción del Puente.

La petición anterior no era novedosa, ya que a finales del siglo XVIII, reinando Carlos III, ya se había considerado.

En el año 1935 se volvió nuevamente a plantear el tema, y se hizo incluso un proyecto que nunca se llegó a construir. En ese Proyecto se estimaba hacer una inversión del orden de un millón de pesetas, y se contemplaba la canalización de la ría y la transformación de la marisma en praderas.

A continuación, se produce un paréntesis hasta el 12 de Agosto de 1933. En esta fecha el concejal del Ayuntamiento de Betanzos, Sr. Cancela Noguero, expone ante el pleno que el nuevo puente no acorta el cruce de la ría en 14

km sino tan sólo en 6 km, solicitando se transmita al Ministro de Obras Públicas el grito de angustia de la ciudad.

El debate ya se había creado con los partidarios a favor y en contra de la construcción del Puente. El Alcalde responde haber visto el Proyecto del Puente en Madrid. En este Proyecto se había elevado la altura de la rasante a 22,5 m, valor que él consideraba adecuado.

En aquel pleno se acordó formar una Comisión integrada por los Sres. Veiga Roel y Villucandas, a fin de informarse de los detalles del Proyecto del Puente en los diferentes organismos Oficiales implicados. El informe de estos Sres. fue favorable porque la rasante del puente no iba a quedar a la altura que se pensaba, y la cota proyectada se consideró suficiente para permitir el tráfico fluvial del puerto de Betanzos.

Como consecuencia de lo anterior, se le encarga a continuación al Técnico Municipal, el Sr. F. Martínez Santiso, que realice un estudio detallado del Proyecto. Merece destacarse que el mentado Sr. Cancela, que antes no admitía la construcción del Puente, solicita ahora que se haga giratorio. Como se ve, se va cediendo progresivamente en las peticiones por parte de algunos políticos, muchas de las cuales eran absurdas y carentes de toda lógica.

El Informe del Técnico Municipal indica ahora que el gálibo libre no pasará de los 19,25 m. Este hecho origina nuevamente que el Pleno Municipal acuerde reunir a los Alcaldes de los Ayuntamientos vecinos, para formular una reclamación conjunta.

Esta reunión no se llegará nunca a celebrar, y el Puente, como se ve, era una realidad imparable. Es evidente que la evolución tecnológica sigue su sordida marcha, avanzando de un modo insensible ante las apatías de unas minorías.

En la sesión del Pleno Municipal que se celebró el 13 de Febrero de 1935, se vuelve a pedir que el tramo central del Puente no se haga fijo, y que se nombre una comisión de especialistas para que elaboren el mencionado Proyecto de la canalización de la ría.

Eran los últimos gritos, sin existir un convencimiento propio, que se levantaban contra la realidad imparable de la construcción de un Puente necesario e importante. A esta oposición se unía una petición alternativa, que se hacía con el único deseo de obtener una concesión a cambio.

La Administración responde negativamente a las peticiones anteriores, argumentando, en lo referente a la canalización de la ría, que al no ser Betanzos un puerto de interés general, ni de refugio, sólo se podrán ejecutar pequeñas obras. Posteriormente, el Ayuntamiento solicitará que se declare el puerto de Betanzos de interés

general o de refugio, hecho que se persigue hasta que se concede por Decreto de 24 de Junio de 1941.

La otra cara de la moneda es la aceptación clamorosa de la obra, que se sigue con atención en gran parte de los Ayuntamientos afectados. Como ejemplo se puede citar un artículo publicado el 14 de Noviembre de 1935 en La Voz de Galicia, en el que se señalaba la existencia de una serie de concausas, entorpecimientos y dificultades, más o menos natural o artificialmente producidas, que retrasaron durante varios años la realización de la obra, como si "su perentoria necesidad no saltase a la vista y el dinamismo de los tiempos actuales no impusiese a otras localidades ciertos sacrificios momentáneos, que hay que afrontar con buen ánimo, mirando al porvenir".

El puente proyectado por César Villalba Granda, que en esencia es el que se ha construido, es un Puente en arco, de tablero superior en todos los vanos de acceso, y de tablero inferior, atirantado, en los arcos del tramo central.

Los tramos de acceso están formados por 13 arcos, 10 en la margen izquierda y 3 en la margen derecha. Todos los arcos son iguales, con directriz parabólica y canto variable. La luz de 32 m y la flecha de 12,80 m. El canto en arranques es de 1,33 m, decreciendo hasta la clave donde alcanza un valor de 0,65 m. La luz efectiva que se denomina en el Proyecto, o distancia entre caras internas del arco en el encuentro con las pilas, es de 31 m, siendo la distancia entre ejes de pilas 34 m. Estos arcos están inspirados en el tratado de Ribera: "Puentes de fábrica de hormigón armado".

Los arcos tienen 1,20 m de ancho y están separados 2,36 m entre caras internas. Sobre los arcos se levantan una serie de tabiques, o pilares, paralelos, de 0,25 m de espesor con separaciones de 2,00 m. Estos tabiques están empotrados clásticamente en los arcos y en dos vigas paralelas al eje del puente que sustentan la losa del tablero que es de hormigón armado, de 20 cm de espesor.

La sección transversal, de 7,20 m de ancho total, está formada por un vano central de 2,36 m de luz libre + el ancho de los dos tabiques, de 1,20 m cada uno, + 2 voladizos de 1,22 m de luz libre. El ancho indicado de 7,20 m está descompuesto en una calzada de 5,50 m, más dos aceras de 0,85 m de ancho total (0,75 m útiles).

El firme tiene un espesor máximo de 11 cm, estando formado por 5 cm de hormigón de nivelación, que sirve para conseguir la pendiente transversal adecuada, + unas losetas de asfalto

comprimido, de 4 cm de espesor, que están asentadas sobre 2 cm de mortero.

Estas losetas de asfalto comprimido existen actualmente debajo de un riego reciente que se hizo sin respetar las juntas de dilatación del puente.

Los arcos de acceso son de hormigón armado, con una armadura formada por acero liso en redondos.

El puente salva una distancia de 519 m, incluyendo el vano central que es el que le da una enorme personalidad a la obra. Este tramo está formado por dos arcos gemelos paralelos, atirantados, de 75 m de luz y 12,50 m de flecha, que fue un diseño muy atrevido en su época. Estos arcos están biarticulados en los apoyos extremos. Los arcos tienen un canto variable, desde un valor mínimo de 1,10 m en arranques, hasta 1,70 m en clave. El ancho de los arcos, de 1,20 m, es uniforme.

Este diseño contrasta con el diseño de los arcos de los vanos de acceso que tienen el canto mínimo en clave. Este aspecto es, precisamente, lo que da una gracia especial a la estructura del Puente.

El tablero inferior del arco del vano central está suspendido mediante péndolas espaciadas cada 3,65 m, estando formado por un forjado continuo de 3,65 m de luz, a excepción de los vanos extremos en los que la luz pasa a ser de 2,83 m. Este forjado se enlaza elásticamente con las viguetas transversales, de 7 m de luz, que van suspendidas, en sus extremos, de las péndolas del arco.

Los arriostramientos entre arcos están formados por unos elementos de hormigón, de 0,60 x 0,60 m de sección, dispuestos cada 10,95 m, coincidiendo con ejes de péndolas.

La calzada es de 5,50 m, como en los tramos de acceso, con andenes de 0,75 m hasta el eje de las péndolas y de 0,96 m en total.

El arco se proyectó biarticulado, con una doble articulación de hormigón, una fija, que es una rótula tipo Freyssinet, y otra móvil, que está formada por un prisma de hormigón armado fuertemente zunchado. Cabe destacar que sorprende la perfección del armado que se hace de las zonas de apoyo.

Las obras correspondientes al Proyecto del Ingeniero de Caminos D. César Villalba Granda fueron adjudicadas en subasta a D. Juan Arozamena Echeverría, el 8 de Octubre de 1933 por la cantidad de 1.406.999,81 Pts, ya que hubo una baja de 353.263,28 Pts, equivalente al 0,20%, con respecto al Presupuesto de Contrata del Proyecto que fue de 1.760.263,09.

Los trabajos comenzaron a finales del año 1933 y más tarde, cuando ya se habían ejecutado los 13 arcos laterales y se iba a construir el tramo central, se aprecian deficiencias en la cimentación de la pila izquierda del vano central, cuya cimentación había sido ejecutada en Contrata rescindida anteriormente.

Parece ser que la primera Contrata fue adjudicada a una empresa Vasca que quebró ante los inconvenientes surgidos al hacer la cimentación de la pila lado Coruña del vano central, que no pudo alcanzar el firme con el cajón de aire comprimido proyectado.

Esta pila, que es donde el firme se encuentra más bajo, tuvo que recalzarse finalmente con pilotes de 24 m de longitud, tal y como se indica en los planos del Proyecto de Liquidación de fecha 29 de Septiembre de 1943.

Todo esto evidencia la existencia de un gran paleocauce, o de una falla, en el terreno, que complicó enormemente la construcción, precisamente en una época de transición, en la que finalmente se pudo disponer de los medios adecuados.

Esta pila se pretendió cimentar inicialmente con un cajón de aire comprimido, análogo a los utilizados en los puentes del Barquero y del Ezaro en la desembocadura del río Jallas. El cajón, en el que descansa la pila, se llegó a hacer de 12,27 m de profundidad, sin alcanzar un terreno con capacidad portante suficiente. El techo de este cajón quedó situado a 3,40 m por debajo de la cara inferior de la ménsula con la que se recreció posteriormente la pila.

Con estas profundidades, dentro de unas arenas permeables, es impracticable profundizar más con un cajón de aire comprimido, por las elevadas presiones que se precisan, que imposibilitan el trabajo. En la zona, todavía se recuerdan con horror las muertes que se produjeron.

Como el cajón no alcanzó el terreno firme, se produjeron asientos importantes. Estos asientos conllevaron unos movimientos importantes en el arco adosado al tramo central, en el lado Coruña, movimientos que produjeron unas grietas, que llegaron a alcanzar tal número e importancia, que obligaron a la demolición urgente del mismo, aprovechando sus armaduras.

La Cronología de fechas es: En Agosto de 1935 se hace una prueba de carga en la pila, con el arco lateral hormigonado, y la pila baja 4 cm con carga de 300 t, peso que se supuso equivalente a la concarga del vano central. El 2 de Octubre se termina de descimbrar el arco lateral lado Coruña. Los trabajos de consolidación de la pila izquierda del vano central comienzan en Enero

de 1936. En esta fecha se monta una nueva cimbra en el arco lateral, ante las grietas que aparecen por los asientos producidos. Un mes más tarde se decide demoler el arco lateral. Durante la ejecución de los pilotes del recalce, el asiento aumentó, midiéndose el 4 de Mayo de 1936 un asiento total de 70 cm, cuando se habían ejecutado 60 de los 64 pilotes. El asiento final medido el 18 de Noviembre de 1937 fue de 93 cm. Después de este asiento, el cajón quedó curiosamente a poco más de un metro del terreno firme.

El recalce parece ser que lo hace una Empresa de origen italiano, que se presupone que fue Rodio. Como se había construido la pila con las dimensiones de Proyecto, que son las mismas dimensiones de la otra pila, apoyada en un cajón de aire comprimido de gran altura, que no alcanzó el terreno firme, fue necesario pilotar el contorno con 64 pilotes situados en dos filas paralelas y concéntricas con la pila.

Los pilotes se hormigonaron *in situ* al amparo de una tubería recuperable y se hicieron de 24 m de longitud, de 0,40 m de diámetro de perforación, y de 0,56 m de diámetro eficaz a efectos de consumo de material. La pila se recreció mediante ménsulas cosidas a la misma con redondos de 50 mm de diámetro, que son las que se apoyan en los pilotes. El regresamiento de esta pila se hace patente a simple vista, y es un aspecto que se nota al observar el puente.

La reacción total de la pila izquierda del vano central, que es del orden de 5.500 t, es una carga excesiva para los 64 pilotes con los que se recalzó dicha pila. El estrato de arenas, de poco más de un metro de potencia, que quedó entre el cajón de aire comprimido y el terreno firme, se consolidó rápidamente por ser un suelo granular de débil potencia, que, además, tuvo la ventaja de quedar rodeado por los 64 pilotes del recalce en dos coronas concéntricas con la pila.

Para consolidar la referida cimentación, se ordenó la redacción de un Proyecto Reformado, autorizando la Jefatura de Puentes y Cimentaciones que se continuasen las obras sin que se esperase a la presentación de dicho reformado. Este Proyecto Reformado no se llegó nunca a tramitar, al producirse la Guerra Civil, aunque se sabe que su importe era de unas 400.000 Pts, y que comprendía, además del recalce de la pila lado Coruña del vano central, la reconstrucción del arco lateral demolido, otros aumentos de cimentación que ya se habían realizado en las pilas de los arcos laterales, y aumentos en la explanación de los accesos.

Los datos anteriores están tomados del Proyecto de Liquidación. Todas las pilas lado Coruña, según los planos de este Proyecto, están

pilotadas con pilotes del mismo diámetro.

Las cimentaciones tal y como las define el Proyecto de Liquidación son las siguientes: las cimentaciones de las pilas lado Ferrol, incluyendo la pila del vano central, se hicieron con cimentación directa sobre roca. Las pilas lado Coruña, a excepción de la primera pila que se cimentó con cimentación directa, se cimentaron con 24 pilotes, distribuidos en 4 filas de 6 pilotes. Los pilotes de la segunda pila se hicieron de 4,80 m, los de la tercera pila, de 9,40 m, los de la cuarta pila, de 12,80 m, los de la quinta y sexta pila, de 8,80 m, los de la séptima pila de 7,80 m, los de la octava pila de 9,20 m, los de la novena pila de 11,20 m y los de la pila estribo lado Coruña de 24,00 m, como ya se ha indicado.

Cuando se había ejecutado la casi totalidad del refuerzo de la pila del vano central, se ven paralizadas las obras, al producirse la Guerra Civil. Estas obras se reanudan, con carácter provisional, dirigidas por la Jefatura de Obras Públicas de La Coruña, ya que así lo dispuso el 10 de Febrero de 1937 el Excmo. Sr. Presidente de la comisión de Obras Públicas y Comunicaciones.

En virtud de esta orden se reanudan los trabajos de consolidación de la cimentación de la pila, y de la reconstrucción del arco lateral demolido. Eran estas dos facetas que se consideraron urgentes, para detener el asiento que se estaba produciendo, y para recuperar la cimbra de madera que estaba montada desde que se suspendieron los trabajos. Una vez finalizados estos trabajos, las obras se paralizan nuevamente, ya que el resto quedaba a cargo de la Jefatura de Puentes y Cimentaciones.

En este momento se encontraba ejecutado el acceso por carretera de la margen derecha, los 3 arcos del tramo de acceso de dicha margen, y los 10 arcos del tramo de acceso de la margen izquierda. Faltaba por hacer el vano central, el acceso por carretera de la margen izquierda, la barandilla y la loseta del firme de dos vanos.

Como la obra no debía estar paralizada, la Jefatura de Puentes decide su reanudación, y para ello encarga, en Mayo de 1938, el Proyecto del Arco Central en el que se introduce una sobretensión en el tirante.

En la Memoria de cálculo de este Proyecto, de Junio de 1938, cuya firma es ilegible, se dice que por aquellas fechas no se disponía de más documentos del Proyecto que una copia de Planos, del Pliego de Condiciones Facultativas y del Presupuesto, que obraban en poder del Contratista, y que por ello la Superioridad encarga el cálculo de los arcos del tramo central, para determinar la sobretensión que hay que dar

a los tirantes y para determinar el cálculo de los refuerzos con redondos, de la armadura rígida de los arcos. La filosofía de esta sobretensión es para reducir momentos positivos en el arco, hecho que se hace erróneamente sin contemplar los efectos de la fluencia, factor que no se conocía por entonces.

La consecuencia de este estudio es un refuerzo con redondos, de la cimbra rígida, y el valor de la sobretensión del tirante de 6,5 toneladas.

Posteriormente, el 11 de Enero de 1939, el autor del Proyecto solicita la anulación del estudio anterior y la autorización para hacer un nuevo Proyecto, autorización que se concede el 21 de Enero del mismo año. Esto fue debido a un error detectado por el autor, al no haber considerado correctamente la suma de estados en la cimbra, debidos al proceso constructivo y a las cargas en la sección mixta.

En este estudio se concluye que la sobretensión es inoperante y que la cimbra rígida prevista es insuficiente y que se precisa un Reformado para sustituirla por otra más resistente.

El contratista solicita del Ministro de Obras Públicas la rescisión del Contrato sin pérdida de fianza, fundamentando su petición en la falta de pago de las obras ejecutadas y en la prolongada paralización de las mismas. A estas razones se sumó la necesidad del nuevo Proyecto reformado.

Las obras se rescindieron legalmente el 8 de Abril de 1939. Por ello, fue obligatorio redactar un Proyecto de Liquidación, para recoger las obras realizadas y las que faltaban por ejecutar. Este Proyecto está firmado el 2 de Febrero de 1942 por el mismo autor del Proyecto, el Ingeniero de Caminos D. César Villalba Grandá. Este proyecto fue examinado por el Ingeniero Jefe, como entonces era preceptivo, el 29 de Septiembre de 1943, y vuelve a ser el mismo Ingeniero Villalba Grandá el que lo examina, ya que había ascendido a la Jefatura de Puentes y Estructuras. Existe, también, un conforme del contratista, firmado por el propio D. Juan Arozamena Echeverría.

La finalización del resto de las obras se aprobó, el 11 de Abril de 1939, en el Plan General de Obras Públicas, y se ordenó su ejecución en el Decreto de 30 de Junio del mismo año.

En base a lo anterior, se procedió a la redacción del Proyecto Reformado, con fecha 29 de Abril de 1940, por parte del Ingeniero de Caminos D. Antonio Díaz Burgos. El Proyecto se aprobó posteriormente el 21 de Mayo siguiente y comprendía únicamente la terminación del puente, dejando para otra fase la terminación de los caminos de acceso.

El Proyecto Reformado está firmado el 15 de Febrero de 1946. Este Proyecto está examinado

por el Ingeniero Jefe, que vuelve a ser el Ingeniero de Caminos D. César Villalba Grandá. Esta fecha, curiosamente, es posterior a la de inauguración del Puente.

El costo de la obra fue de 1.072.404,69 Pts, en lo referente a los tramos de acceso y 638.468,08 el tramo central, según datos publicados en el Ideal Gallego del 14 de Abril de 1943. Sin embargo, como aplicación del decreto de 30 de Julio de 1940, se redactó un presupuesto reformado, con el aumento del 17,5%, que elevó el presupuesto del tramo central a 749.594,04 Pts. Este presupuesto fue aprobado el 6 de Marzo de 1941.

En el Proyecto Reformado se diseña la armadura del tramo central con una cimbra rígida formada por perfiles laminados. En los planos del Proyecto de Liquidación también figura una cimbra rígida como armadura.

Este tipo de construcción era novedoso en aquellos tiempos, y ya se había hecho en el puente del Ezaro en la desembocadura del río Jallas. El vano central y la cimbra rígida del mismo, definidos en el Proyecto Reformado, difieren ligeramente de lo previsto en el Proyecto de Liquidación.

Ya se indicó que las péndolas del vano central se distanciaron 3,65 m y los arriostramientos entre arcos 10,95 m. En el Proyecto de Liquidación las péndolas se distanciaban 5 m, estando armadas con cuatro angulares de 65 x 65 x 9, y los arriostramientos entre arcos se distanciaban 15 m, 10 m y 12,5 m. Es decir, este diseño, que no se construyó, era aún más atrevido.

En el Proyecto Reformado se refuerza el apoyo móvil del vano central, que es de hormigón armado zunchado, y se añade la sujeción lateral del tramo en este apoyo, no prevista en el Proyecto, para impedir movimientos transversales debidos a la acción del viento. Esta sujeción lateral se construyó de modo diferente, como se observa hoy día, disponiendo topes contra la pila estribo y unas armaduras pasantes en aspa.

Además, se proyectan dos dados en cada arco, adosados por delante de los apoyos móviles, que son unos prismas de hormigón, de 40 cm de lado y 80 cm de altura, estando separados 80 cm. Estos dados dejan una holgura de 2 cm con respecto al arco, que hoy está ocupada por una tabla. Estos dados se diseñan para contemplar la posibilidad de apoyar eventualmente el arco en los mismos, mientras se reparan los apoyos, en un supuesto fallo del péndulo.

El Proyecto de Liquidación define unos apoyos fijos y móviles metálicos, que son técnicamente inferiores a los construidos.

En el Proyecto Reformado (con él se terminó de construir el puente), se diseña la cimbra rígida con una rótula provisional en clave durante el proceso constructivo. Esta rótula se anuló en estado definitivo, al acabar de hormigonar el arco. De esta forma el arco quedó solicitado por el peso propio en riñones a un momento mínimo y de signo contrario al que producen las sobrecargas en estado definitivo.

El Proyecto de Liquidación no contemplaba esta rótula provisional, diseñándose el arco biarticulado desde su inicio.

Otros aspectos que se analizan en el Proyecto Reformado son: el refuerzo de la armadura de las viguetas, el refuerzo de la armadura del tablero, la armadura de enlace de las tres roscas en las que se hormigonó el arco del vano central, las juntas de dilatación, y los adornos sobre los pretilos de pilastras.

Cuando se decide sustituir la armadura en redondos por una cimbra rígida, parece ser que es cuando interviene D. Eduardo Torroja, que era partidario de este tipo de construcción, que también aplicó en el Viaducto de Martín Gil sobre el río Esla, sustituyendo, tras la muerte del autor del proyecto, la armadura en redondos por otra a base de perfiles laminados. También interviene en el diseño de la articulación provisional en clave, para que los esfuerzos en riñones debidos al peso propio durante el proceso constructivo, fueran de signo contrario a los esfuerzos debidos a las cargas en estado de servicio, idea que se puede considerar muy suya, conociendo sus obras y su forma de razonar.

Las armaduras de las péndolas se reforzaron en época muy reciente, en los años 50, embebiéndolas en un pilar formado por dos tubos secantes, de fibrocemento de Uralita.

En el tablero se observa una barandilla decorativa, que es diferente en el tramo central. Esta barandilla consigue mantener en todo el conjunto un juego de líneas, que está marcado por la estructura de las arcadas y de los soportes. Este módulo se repite en toda la obra, a excepción del tramo central, en el que se vuelven a utilizar tubos de uralita como encofrado perdido.

El puente se pintó con una pintura de un tono verdoso que se fue perdiendo con el paso del tiempo. De esta pintura sólo queda constancia clara en algunas zonas.

Los arcos del vano central tienen en sus paramentos un enfoscado de mortero de cemento, que es muy posterior a su construcción. Este enfoscado se dió, sin duda alguna, para proteger a la cimbra rígida, y a las armaduras pasivas en redondos que se colocaron como cercos para coser las tres roscas en las que se hormigonó

cada arco, ya que el hormigón inicial es altamente poroso y permeable.

En el puente se pueden apreciar una serie de elementos ornamentales, para darle a la obra el aspecto de una obra de fábrica. Los pilares presentan tres zonas bien diferenciadas por la decoración: una superior, rematada por pináculos reproducidos simétricamente en relieve sobre el lateral del pilar; una intermedia, individualizada por voladizos y remarcada por grandes rectángulos, y finalmente una zona inferior imitando sillares. Este último hecho no ha de extrañarnos, porque en los años 40 se aprecia una vuelta a épocas anteriores, recubriendo las construcciones con piedra. Un buen ejemplo es el Puente de la Barca, en Pontevedra, sobre el río Lérez, que también es una obra de Torroja.

Las obras del Proyecto Reformado se sacan a concurso público el 15 de Junio de 1940, y se adjudicaron al único postor, D. Ricardo Barredo de Valenzuela, el día 21 del mismo mes.

Las obras se realizaron normalmente, con los retrasos inherentes a las dificultades existentes por aquel entonces en el suministro de materiales y en los transportes. No se debe olvidar que el Estado estaba volcado en la reconstrucción de los puentes Catalanes destruidos en la Guerra Civil.

Finalmente, el puente se inaugura el 16 de Abril de 1943, contando con la presencia de Franco, congregando, además, a miles de personas de todos los lugares a donde llegó la noticia.

Las autoridades de Betanzos aprovecharon, una vez más, el acto, para pedir el tan mentado dragado de la ría. Esto se lo pidió al Jefe del Estado el práctico del puerto. El Alcalde Sr. Becaría, hacía lo mismo ante el Ministro de Obras Públicas, D. Alfonso Peña Boeuf, que de palabra parece ser que aceptó la propuesta, aunque, una vez más, no se llevó a efecto.

Dos días más tarde se inauguraba el Viaducto de Martín Gil, en el río Esla. Este Viaducto lo proyectó el citado Ingeniero de Caminos. Tras su repentina muerte, intervienen en su construcción, nuevamente, Villalba y principalmente Torroja, que vuelven a sustituir la armadura en redondos por una cimbra rígida. El viaducto, cuando se inauguró, era el de mayor luz del mundo.

A continuación se incluyen una serie de fotografías en las que se aprecian diversos aspectos del estado actual del puente del Pedrido.



Foto 1.



Foto 2.

Las fotografías 1 y 2 muestran dos perspectivas Generales del puente. En la fotografía 2 se aprecia el muelle que se usaba para cruzar el río.

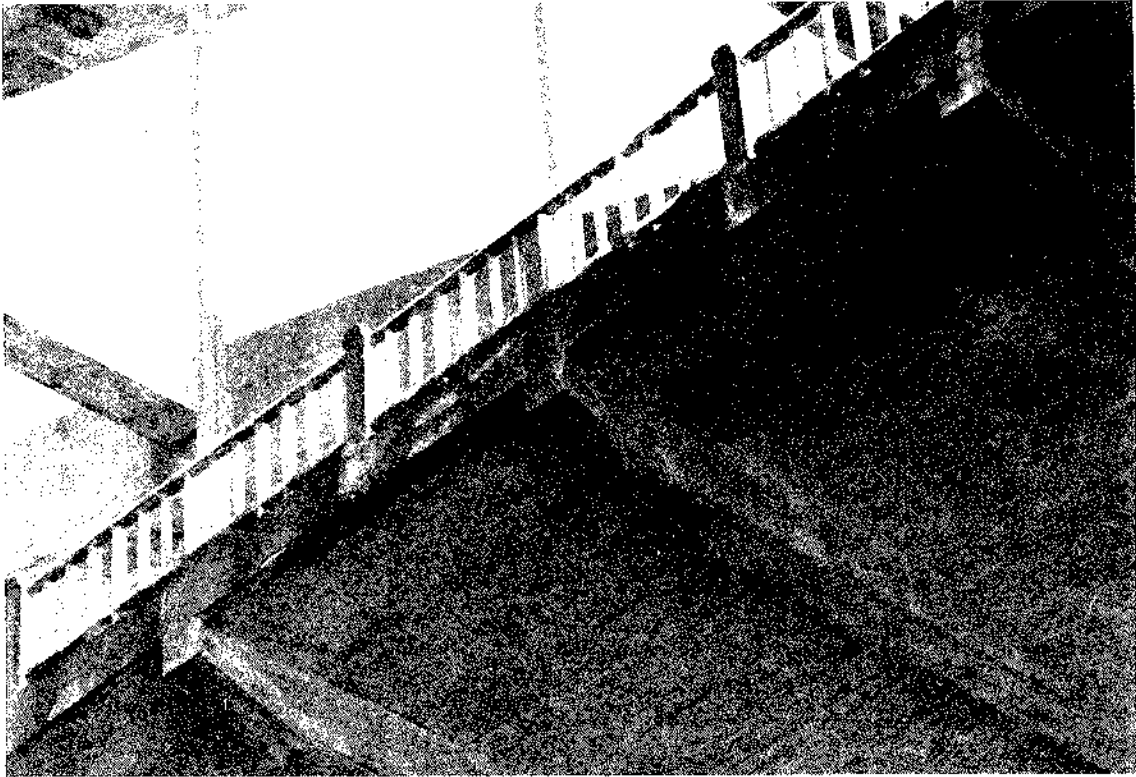


Foto 3.

La fotografía 3 muestra el estado en que se encuentra el tablero del vano central del Puente.



Foto 4.

En la fotografía 4 se ve el estado de conservación de la cimba rígida del vano central del Puente.



Foto 5.

La fotografía 5 es un detalle del segundo arco del tramo de acceso lado Ferrol. En esta fotografía se aprecia claramente cómo estalla el hormigón por causa de la expansión de la armadura al transformarse en herrumbre.

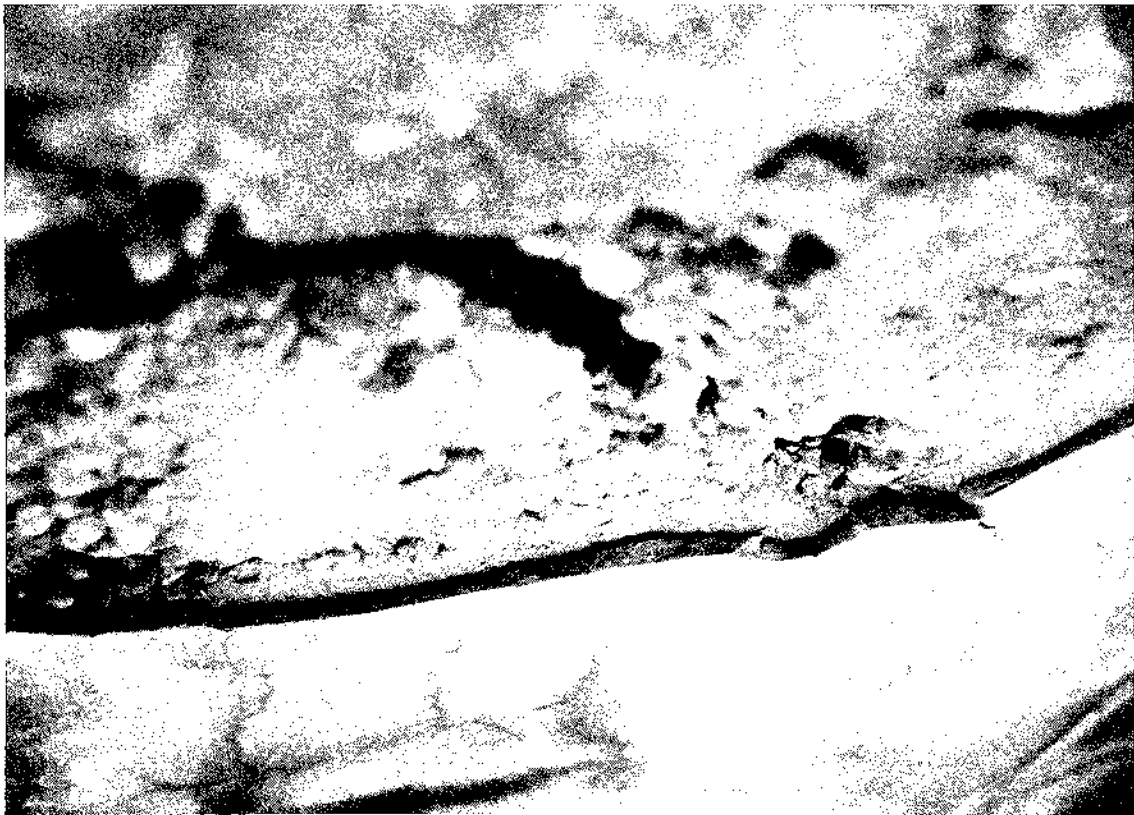


Foto 6.

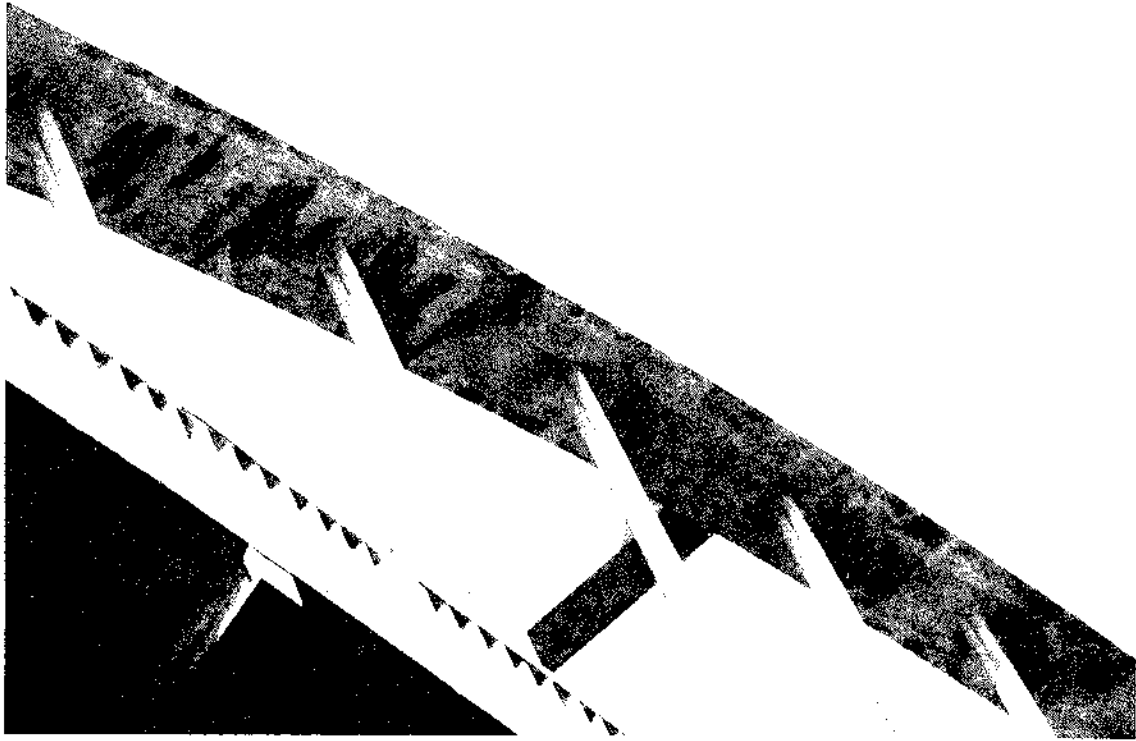


Foto 7.

En las fotografías 6 y 7 se ve que el arco del vano central fue enfoscado en una etapa posterior a la construcción del puente. En estas fotografías se aprecian también la cimbra rígida y los cercos del arco del vano central que el Proyectista dispuso para coser las tres roscas en las que se dividió su hormigonado.

* * *

Para redactar este trabajo se han consultado los Proyectos y artículos mencionados, así como el artículo "A ponte do Pedrido, Historia dunha frustración", de Urbano Fra Palco y Xose L. Mosquera Camba, publicado en el anuario Brigantino de 1990.

Se quiere manifestar el agrado que supuso para el autor la lectura de toda la Bibliografía aludida, con una curiosidad que iba creciendo con los conocimientos que se iban adquiriendo.

Ahora bien, lamento expresar que no puedo compartir, con los autores del citado artículo, en primer lugar el título, ya que el Puente del Pedrido no es, a mi juicio, ninguna frustración, sino todo lo contrario, es una lucha denodada de la técnica para vencer una serie de dificultades en un Puente que se adelanta a los métodos de construcción de su época. El Puente del Pedrido es un claro ejemplo de la lucha del hombre contra la naturaleza, con una clara victoria final.

Repasando, vemos que la cimentación de la pila del tramo central lado Coruña no se pudo cimentar con un cajón de aire comprimido, tal y como se había inicialmente previsto, y de hecho

esta pila asentó 93 cm. Afortunadamente, aparecen los pilotes en el mercado, método hoy día totalmente en uso para cimentar en terrenos de débil capacidad portante, y la ejecución del puente pudo continuar.

También hay que pensar que en 1914, cuando estalla la guerra en Europa, el hormigón armado y sin armar era un material desconocido, de segunda fila, no sólo en aquellas obras de ingeniería que, como los grandes puentes, constituían la vanguardia del arte de construir, sino también, y quizás en mayor grado, en la edificación en general, y especialmente en las naves industriales, fábricas, depósitos, galpones y en toda clase de espacios de uso público.

Debido a las confrontaciones bélicas, muy pocos meses después, el acero escaseaba tanto como la paz. Esta circunstancia, ajena a lo puramente técnico y constructivo, va a dar un impulso definitivo al hormigón armado, con una rápida extensión y variedad de aplicaciones, y con una mayor confianza en su durabilidad, que era muy débil hasta entonces, por los escasos conocimientos que se tenían de la dosificación del hormigón.

El hormigón va adquiriendo poco a poco, en el periodo entre guerras, la hegemonía en la construcción frente a los demás materiales. Hegemonía que será definitiva después de la Segunda Guerra Mundial, y en ella tienen mucho que ver varios nombres, como Perret, Maillart, pero sin olvidar sobre todo a Torroja, y excepcionalmente a Freyssinet.

Este último Ingeniero es, sin exagerar, el que da la mayor aportación personal en este proceso de generalización del hormigón en todos los campos constructivos. A él se deben sus más conocidas y grandes creaciones, que son progresivos récords mundiales de puentes y cubiertas a lo largo de estos años, Puente de Villeneuve Sur Lot (1914-1949), Hangares de Orly (1921-1923), Puente de St. Pierre du Vauvray (1923-1925), culminando con el gran puente de Plougastel (1924-1930) que es su obra cumbre, no sólo por su prestigio técnico, sino por su enorme repercusión en la opinión pública, sirviendo estas obras y otras, de un caldo de cultivo de las más ricas experiencias, mejoras e inventos, que hicieron posible la consolidación e internacionalización del hormigón como un material insustituible en el arte de construir de la segunda mitad de siglo.

En España se sigue construyendo en vanguardia, debido al Genio personal de D. Eduardo Torroja, que no se pretende ahora descubrir. Ahí están sus obras, que son una imagen viva de su creatividad, ingenio y talento.

En segundo lugar, los autores del citado artículo dicen que el puente ya ha cumplido su cometido, y que teniendo en cuenta la evolución del tráfico en las últimas décadas, se debería considerar la alternativa de hacer otro nuevo, aunque su inversión sea superior a la que se precisa para ampliar el existente. Postura con la que estoy en frontal desacuerdo.

El Puente actualmente precisa una restauración para evitar su destrucción progresiva. Desgraciadamente, quedan pocas muestras de la arquitectura industrial de principios de siglo, para que sigamos insensibles ante tantas demoliciones innecesarias. Hay que seguir luchando para que la sociedad reconozca el carácter histórico-monumental de estas construcciones.

La conservación del patrimonio arquitectónico y de las obras públicas, debe sobrepasar su marco tradicional, el de los arqueólogos e historiadores del arte, que no alcanza mucho más allá de los monumentos singulares más prestigiosos, como las antiguas catedrales o palacios. Debemos ensanchar la noción de conservación monumental, a la necesidad de protección de nuestro

patrimonio histórico, hasta abarcar aquellas obras públicas y estructuras de edificación que tengan un alto significado, no sólo arqueológico, sino también histórico, técnico, cultural, simbólico o estético.

La reparación y la rehabilitación para los mismos, o incluso darle nuevos usos, es un buen medio para afrontar esta conservación; y una práctica tan antigua como la expoliación y la destrucción de monumentos debe desaparecer. Recordemos que Miguel Angel reconvirtió las Termas de Diocleciano en una hermosa iglesia adaptada a los nuevos usos del siglo XVI, mientras los Papas del Renacimiento saqueaban las ruinas de la Antigüedad sin el menor pudor, utilizando los travertinos del Coliseo y del Capitolio para sus nuevas construcciones. Rafael se quejaba ante León X de los enormes volúmenes de cal que se fabricaban destruyendo las esculturas antiguas.

La elección entre la conservación de una obra es una cuestión económica y política, pero también ética, y sobre todo es una cuestión de sensibilidad y talento. De ahí el interés de la Xunta para conservar el puente del Pedrido rehabilitándolo, que es un ejemplar único de la Ingeniería de los años 40, que denota la creatividad e ingenio de una época llena de Ingenieros, entre los que no se puede olvidar a D. Eduardo, que han demostrado su buen hacer.

RESUMEN

En el presente artículo se describe la historia del Puente del Pedrido, los diferentes Proyectos surgidos, la oposición que motivó su construcción, y las dificultades técnicas que hubo que vencer para llegar al término final.

Este puente se encuentra muy deteriorado, hecho que se puede ver en las fotografías que se adjuntan, y por ello la Consellería de Ordenación del Territorio de la Xunta de Galicia ha encargado al autor de este artículo la Asistencia Técnica para la redacción del Proyecto de Reparación, Proyecto que se ha terminado recientemente. Después de que se acometa la reparación del Puente, se publicará otro artículo exponiendo el método utilizado.

SUMMARY

This work explains the history of the Pedrido's bridge.

Mejora del proceso constructivo, mediante la integración abierta de sistemas informáticos de proyecto

A. Recuero, J.P. Gutiérrez y O. Río
Instituto Eduardo Torroja - Madrid

INTRODUCCION

El proceso constructivo se desarrolla en tres fases sucesivas: proyecto, planeamiento de la obra y construcción. La fase del proyecto representa tan sólo el 10% del coste total, pero en ella se toman decisiones que afectan al restante 90%. En consecuencia, es indispensable mejorar la fase del proyecto, no sólo con el objeto de reducir su coste directo sino, de forma fundamental, para mejorar la calidad de las decisiones adoptadas en ella, lo que afecta tanto al proceso de construcción como a la vida útil del edificio.

Los sistemas informáticos son una herramienta esencial en el proceso de proyecto de edificios, pero pese a ofrecer al proyectista potentes modelos matemáticos y sofisticadas herramientas gráficas, no están potenciando en la medida debida el propio modelo de proceso de proyecto, ni la difusión de la experiencia por toda la industria de la construcción. Estos sistemas constituyen un reflejo de las muchas disciplinas que intervienen y de su especialización. Los sistemas de arquitectura no se comunican con los sistemas de cálculo de estructuras y viceversa, lo que significa que al menos un 50% de la información y otros trabajos han de ser reelaborados, lo cual es causa de pobreza en las decisiones y en una degradación del comportamiento del edificio.

Es necesario crear un entorno de integración alrededor de una base de datos abierta y expandible, capaz de contemplar de forma conceptual los objetos constructivos, así como la estructura y organización de la información. Actualmente, la investigación se orienta hacia esta integración, dando por supuesto que la baja y declinante productividad de la industria de la construcción en comparación con otras industrias, es debida a la falta de coordinación entre los distintos expertos que intervienen en el proceso del proyecto.

La realización de esta integración supone un importante esfuerzo de investigación, que implica el análisis profundo y detallado, tanto del modelo de proceso global como de la información manejada. Este esfuerzo no puede ser realizado exclusivamente por la industria de la construcción, y requiere que los proyectos de investigación sean financiados preferentemente por organismos internacionales, con objeto de no dispersar esfuerzos poco abundantes y tender hacia una estandarización.

Los autores están actualmente desarrollando en el Instituto Eduardo Torroja, el proyecto de investigación "Integración de sistemas CAD/-CAE para Construcción" financiado por la DGICYT con el número de proyecto PB90-0139. Los objetivos de este proyecto se dirigen, tanto a la integración de sistemas para edificación como para la construcción de puentes pretensados, si bien en el presente trabajo, se ocuparán exclusivamente de lo referente a edificación.

El objetivo perseguido es crear un entorno de integración abierta para sistemas de proyecto de edificios asistido por computador, consistente en un modelo de proceso de proyecto bien documentado; un modelo fiable de las entidades constructivas, definiendo claramente y de forma jerárquica los objetos constructivos así como la estructura correspondiente de la información; un sistema de manejo de bases de datos que refleje el modelo conceptual y que trate con objetos más que con datos, así como unos principios comunes para establecer interfaces de comunicación adecuadas a las necesidades y forma de trabajo de los proyectistas. Tal integración mejoraría la toma de decisiones en el proceso de proyecto, la productividad global del proceso de proyecto, la gestión de la construcción, la relación coste/rendimiento, el coste de los edificios, así como los procesos de mantenimiento y rehabilitación posteriores.

EL PROCESO DEL PROYECTO DE EDIFICIOS

Desde el comienzo de la civilización, la construcción de edificios ha atraído la atención del hombre. Independientemente del estado de la ciencia y de la tecnología, a lo largo de la historia el hombre ha construido edificios, algunos de los cuales han llegado a nuestros días como muestra de la sabiduría, de la voluntad y del poder de los antiguos constructores.

En todo caso, en la construcción de edificios hay tres fases sucesivas. Una primera fase de proyecto, durante la cual se deciden la forma, las necesidades y los materiales de la construcción. A ésta sigue la fase del planeamiento de la construcción, durante la cual se organizan los medios disponibles para ajustarse a los requerimientos del proyecto y a los plazos. Por último sigue la fase de construcción, durante la cual se materializa el edificio de acuerdo con el proyecto y los medios disponibles. La única diferencia a lo largo del tiempo ha sido la tecnología disponible. Las pirámides de Egipto fueron proyectadas por ingenieros con pocos medios técnicos y fueron construidas a base de obreros, roca y algunos medios mecánicos primitivos, necesitando de muchos años para su conclusión. Los actuales rascacielos de Nueva York son proyectados por ingenieros que disponen de medios informáticos y han sido construidos con materiales sofisticados, con potentes medios mecánicos y robots, necesitando tan sólo algunos meses para ser completados.

Las tres principales fases de la construcción así como las fases posteriores de mantenimiento y reparación, junto con toda la documentación correspondiente, se esquematizan en la figura 1. En esta figura se muestra la interacción entre las distintas fases del proceso.

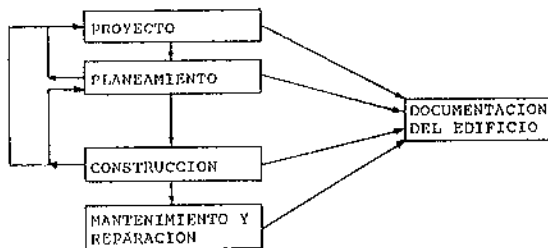


Fig. 1. Esquema del proceso constructivo.

Durante la fase de planeamiento pueden modificarse algunas decisiones de proyecto, introduciendo unas modificaciones, de mayor o menor grado, en el proyecto inicial. La fase de construcción proporciona al proyectista una retroalimentación que puede obligar a modificar algunos detalles del proyecto, y más aún debido a decisiones de última hora tomadas en la obra. Estas últimas son extremadamente

importantes para el mantenimiento y posibles reparaciones en el edificio, y sería enormemente beneficioso el que la documentación del edificio pudiera ser archivada en detalle, integrada, puesta al día y fácilmente accesible y recuperable.

En una posible integración futura, la incorporación de procedimientos de inteligencia artificial y de sistemas expertos en los sistemas que soportan la construcción de edificios, permitiría incorporar a los mismos las actividades de planeamiento y construcción, incluyendo el control de robots que efectuarían la construcción real. Sin embargo, y pese a algunos trabajos en este sentido que se están realizando en Japón y otros países, parece todavía lejana esta posibilidad.

El proceso de proyecto de un edificio puede dividirse en una serie de fases sucesivas, cada una de las cuales es realizada por expertos, oficios, disciplinas y metodologías con formas de trabajo totalmente diferentes. Una posible relación de estas actividades sería:

1. Especificaciones del edificio.
2. Paisaje urbano.
3. Proyecto urbanístico y medioambiental.
4. Proyecto arquitectónico.
5. Ingeniería civil, cálculo y análisis de estructuras.
6. Acondicionamiento térmico: aislamiento, calefacción, aire acondicionado.
7. Instalaciones: electricidad, fontanería, saneamiento.
8. Acústica.
9. Proyecto de espacios interiores y decoración.
10. Selección de materiales.

El proceso de proyecto es básicamente secuencial, pero incluye también un gran número de iteraciones e interacciones entre sus distintas actividades. El que sean secuenciales significa que una actividad ha de ser completada antes de abordar la siguiente. Aunque pueden producirse ciclos iterativos, el modelo ha de seguir el camino secuencial y ser cada vez recorrido de principio a fin, con objeto de pasar a la siguiente actividad los cambios introducidos.

PROBLEMAS DEL PROCESO DE PROYECTO

La relación anterior de actividades de proyecto podría haber sido más corta o más larga según el punto de vista adoptado. En cualquier caso, corta o larga, las fases han de desarro-

llarse sucesivamente, lo que implica un conjunto de problemas. Un primer problema derivado de esta naturaleza secuencial del proceso es el que las decisiones adoptadas en una actividad imponen serias limitaciones en la siguiente, de forma que en las últimas etapas hay poco margen para tomar decisiones.

Esta secuencia jerárquica de actividades, habitualmente soportadas por sistemas informáticos independientes, presenta serias limitaciones ante decisiones conflictivas y/o por la falta de compatibilidad entre los distintos sistemas.

Un segundo problema es la falta de sensibilidad. El proceso de proyecto es habitualmente de una sola dirección. Tan sólo cuando se llega a callejones sin salida, suelen producirse interacciones o ciclos iterativos. Es corriente que un arquitecto no tenga en cuenta algunos de los requerimientos del cliente en aras de la estética, o que un estructuralista no tenga en cuenta la funcionalidad de una distribución para mejorar la estabilidad del edificio, o que un proyectista de instalaciones, limitado por la actuación de los anteriores, tenga que redefinir una parte del edificio con objeto de encontrar un camino adecuado para las conducciones.

Rara vez se dedican el coste, el tiempo y el esfuerzo necesarios para revisar etapas previas del proyecto con objeto de mejorar las condiciones de etapas sucesivas. Por otra parte, esta unidireccionalidad del proceso es alentada por la gran fragmentación de la experiencia en toda la industria de la construcción. La falta de coordinación entre expertos independientes, cada uno de los cuales trata de maximizar su propio rendimiento, está siempre contra la obtención de un resultado final óptimo, y esto sin tener en cuenta el grado de competitividad entre los expertos, lo cual reduce todavía más la calidad del proyecto final.

Es difícil encontrar en los sistemas de proyecto de edificación un auténtico análisis de sensibilidad que contemple posibilidades de "¿Qué ocurre si...? (What if...?)" aunque estén totalmente soportados por computador. Los sistemas informatizados permiten mejorar las capacidades de revisión de decisiones de proyecto; pero como un reflejo de la fragmentación de los expertos, estos sistemas son también especializados. Al no comunicarse entre sí, obligan a recrear y reprocesar una gran cantidad de información común. Se estima que un arquitecto necesita al menos un 25% de la información utilizada por el estructuralista, mientras que éste necesita al menos un 50% de la información manejada por aquél, información que ya está contenida en los planos de uno y de otro.

Otro problema es que la amplia experiencia adquirida en los numerosos proyectos por los

distintos expertos se guarda actualmente en su memoria personal. Una parte de la misma puede transmitirse a los nuevos expertos en la forma de consejos sobre la marcha o de cursos de especialización. Pero esta no es la mejor forma de conservar la experiencia, una parte de la cual se pierde al no poder ser almacenada de forma permanente. El encontrar una forma de acumular esta experiencia sería una bendición.

ESTADO DEL ARTE

Los sistemas informáticos para la construcción se encuentran entre los más veteranos, y representan una parte importante dentro del conjunto de aplicaciones técnicas, dada la importancia económica de la industria de la construcción. Sin embargo, representa una fracción pequeña dentro de la industria informática, de alrededor del 5%.

El proceso de proyecto de edificación es llevado a cabo por un conjunto de expertos que realizan una secuencia muy fragmentada de actividades altamente especializadas. Los sistemas informáticos existentes imitan en general este mismo esquema fragmentado, satisfaciendo las necesidades particulares de cada experto pero sin tener en cuenta el alto grado de duplicación de trabajo generado de forma acumulativa a lo largo del proceso. Los sistemas CAD disponibles son herramientas gráficas de carácter general, y aunque son impresionantes por sus prestaciones, con salidas visuales de modelos tridimensionales con iluminación, etc., no pueden manejar las peculiaridades de los objetos constructivos (paredes, pilares, conducciones, etc.). Por otra parte, las aplicaciones de modelos matemáticos o de simulación (elementos finitos, elementos de contorno, etc.) están excesivamente especializados y son pobres en cuanto a sus posibilidades de dibujo de planos constructivos.

Actualmente, la forma más habitual de integración es por medio de intercambio de datos entre los distintos sistemas informáticos utilizados en las distintas etapas del proceso de proyecto, ya sea mediante el intercambio de archivos neutros de datos o mediante programas de conversión que transformen los datos de un sistema a otro. Pero estas técnicas se aplican tan sólo para gráficos, con lo cual se cubre una parte esencial pero reducida dentro del proyecto.

Tan sólo algunos sistemas especializados en arquitectura, proporcionan un aceptable grado de integración, si bien se trata de sistemas privados cerrados y de coste elevado y están principalmente instalados en minicomputadores o en estaciones de trabajo, por ejemplo las familias de aplicaciones de Intergraph en minis o estaciones de trabajo VAX.

Teniendo en cuenta que la baja y declinante productividad de la industria de la construcción en comparación con otras industrias, se debe a la falta de coordinación (léase integración) entre las distintas islas de experiencia que intervienen en el proceso de proyecto, las investigaciones actuales se dirigen hacia la integración de las aplicaciones informáticas para construcción.

La realización de esta integración supone un importante esfuerzo de investigación, que implica el análisis profundo y detallado, tanto del modelo de proceso global como de la información manejada. Este esfuerzo, no puede ser llevado a cabo por una industria tan fragmentada y en crisis como la de la construcción, y no presenta suficiente interés económico para la industria de la informática, ya que este tipo de aplicaciones no representan más de un 5% del total. Esta situación hace que tan sólo pueda abordarse esta integración mediante proyectos de investigación financiados preferentemente por organismos internacionales, con objeto de no dispersar esfuerzos poco abundantes y tender hacia una estandarización.

Existe ya un cierto número de iniciativas que promueven la idea de la integración abierta en la industria de la construcción, dignas de ser citadas. Entre otras, pueden mencionarse el CIFE (Center for Integrated Facility in Engineering) creado hace pocos años en la Universidad de Stanford (USA); la comisión de trabajo W78 del CIB (Conseil International du Bâtiment); el proyecto Cibao desarrollado en el CSTB (Centre Scientifique Technique du Bâtiment - Francia); el centro para intercambio de tecnología CAD/CAM de la Universidad de Leeds (Reino Unido); la serie de conferencias internacionales sobre sistemas AEC (Architecture Civil Engineering Construction), o los trabajos desarrollados en el Instituto Eduardo Torroja.

¿QUE ES LA INTEGRACION ABIERTA?

Puede definirse como integración abierta el proceso de hacer que distintos sistemas independientes y complementarios se comporten como uno, aún manteniendo su modularidad. La integración no consiste en mezclar los sistemas sino más bien en hacer que colaboren entre sí con objeto de obtener un resultado sinérgico.

La integración podrá superar la mayor parte de los problemas antes mencionados en el proceso de proyecto, mejorando no sólo el rendimiento del propio proyecto sino también la calidad del edificio, con considerables beneficios tangibles e intangibles.

Por medio de la integración, y sin violar el flujo del proyecto, podría evaluarse el efecto de las decisiones tomadas en una etapa sobre las

restantes, en un breve tiempo y bajo un conjunto de criterios incorporados al principio del proceso por los distintos intervinientes. De este modo, la integración jugará el papel de coordinador de los distintos expertos intervinientes, coordinador que hoy no existe.

La revisión de decisiones será más eficiente, mejorando el precio y la calidad del edificio. Será factible la realización de ciclos iterativos y de interacciones, puesto que los sistemas se comunicarán automáticamente, transfiriendo de un sistema a otro los datos requeridos, en un tiempo breve.

La posibilidad de preguntar al sistema "¿Qué ocurre si...?" al estudiar alternativas de proyecto, se convertirá en una práctica habitual, pudiendo de este modo los expertos comprobar sus conocimientos o sus lagunas ante el espejo de la pantalla, observando allí el resultado combinado de sus decisiones.

Todos los datos del edificio se conservarían con un mismo formato y, en algunas ocasiones, en el mismo dispositivo de almacenamiento. La información podría pasarse de un experto a otro por medio de un diskette, en caso de que trabajasen de forma independiente, o mediante una llamada de acceso en caso de que estuvieran conectados entre sí por medio de una red o un sistema de multiusuario. El tiempo ahorrado de este modo podría ser invertido en explorar distintas alternativas o en poder responder dentro de plazo a fechas límite u ofertas.

La integración por sí sola no garantiza un almacenamiento inteligente de la información, pero puede ser la forma de conseguirlo. Los entornos integrados pueden y deberían de estar conectados con sistemas de inteligencia artificial o sistemas expertos que analicen la información acumulada, con objeto de deducir reglas, estadísticas y establecer casuísticas para la formación de los futuros expertos.

Puede haber muchas alternativas para mejorar la productividad del proceso de diseño en construcción. Los autores consideran que debe promoverse un esfuerzo hacia la integración, más que hacia la especialización y sectorización, pues aquella aparece como una solución más innovadora y justificable. En su opinión, la integración respeta y absorbe los puntos de vista de cada uno de los sistemas independientes, a la vez que coordina y dirige todas las salidas de resultados hacia un resultado final conceptual y que contempla los distintos aspectos.

Por medio de la integración de sistemas, el proyectista podrá recorrer el proceso de arriba a abajo y de abajo a arriba, en cualquiera de los grupos de actividades del proyecto, cuantas veces lo considere necesario para llegar a una solución más eficiente o menos conflictiva antes

de alcanzar callejones sin salida. La integración permitirá los análisis "¿Qué ocurre si...?", y hará que la respuesta a la pregunta "¿Qué es mejor...?" sea menos arriesgada.

PASOS EN LA INTEGRACION

La formación del personal de una empresa en sistemas multidisciplinares no es una inversión rentable, a causa de los elevados salarios, sobre todo en trabajos que necesitan experiencia. Por otra parte, el confiar en la habilidad humana en no cometer errores al transferir información de un sistema a otro, se muestra con frecuencia como un error imperdonable. Además, los expertos independientes están siempre demasiado ocupados para aprender el funcionamiento de más de un sistema.

Un primer grado de integración se basa en el intercambio de información entre sistemas; esta es la tendencia más extendida en la actualidad entre las oficinas informatizadas. Dejando aparte las peculiaridades de las estructuras de datos de cada una de las aplicaciones, estos archivos de intercambio de datos transmiten exclusivamente una información esencial y limitada. Algunos de los métodos utilizados son los archivos IGES, STEP o DXF para el intercambio de información gráfica entre sistemas de CAD. Cualquier posible información lógica o peculiaridad de los objetos descritos, no puede transmitirse, de un sistema de CAD a otro, utilizando este procedimiento.

El desarrollo de archivos especiales para intercambio de datos que tengan en cuenta las entidades constructivas, podrían superar esta limitación. Estos procedimientos ya están en aplicación en algunos productos bien conocidos tales como MOLDFLOW, ANSYS, STAR, etc... El problema de estos sistemas radica en la flexibilidad y posibilidades de ampliación para incorporar nuevos sistemas que utilicen estructuras de datos diferentes.

Un segundo paso en la integración consiste en hacer que todos los sistemas se comuniquen utilizando un mismo lenguaje a través de una base de datos común. La clave de la integración, en este caso, es la base de datos común que debe contener virtualmente toda la información de los objetos. Cada uno de los distintos sistemas que se incorporan a esta base de datos, creará, almacenará y recuperará tan sólo una parte de los aspectos multidisciplinares de los objetos constructivos. Por ejemplo, un sistema de dibujo podrá crear y presentar los datos geométricos de un pilar o de un muro, mientras que un modelo matemático de análisis de estructuras podrá calcular los esfuerzos en los mismos y añadir esta información.

Un tercer paso consiste en añadir un interface

de comunicación entre usuario y sistema completo. En estos momentos, la cuestión es si los usuarios ya habituados a unos ciertos sistemas o entornos, preferirían un nuevo sistema de interface de carácter general, en lugar de sus viejos y conocidos sistemas, y estarían dispuestos a cambiar sus hábitos para favorecer la integración. En opinión de los autores, la respuesta es que todavía no; los proyectistas no están dispuestos a modificar sus hábitos, a menos que se les pueda demostrar que podrían derivarse beneficios sustanciales de la integración de sus sistemas.

Un interface de acceso común no mejoraría sustancialmente el rendimiento general del proceso de proyecto, dado que los distintos sistemas son utilizados por diferentes expertos. La unificación de los interfaces de comunicación podría beneficiar exclusivamente a entornos integrados, por ejemplo, grandes compañías que cubran un amplio espectro de las actividades del proyecto; pero este beneficio sería sólo en términos de conocimiento común, entrenamiento y mantenimiento, ya que incluso en este tipo de empresas, las distintas actividades son realizadas por expertos diferentes.

CONCLUSIONES

Todavía no se encuentran en el mercado sistemas de proyecto asistido por computador para construcción, que utilicen objetos reales con distintas características y parametrizados. La fase de proyecto, también denominada fase conceptual, es en la que se toma la mayor parte de las decisiones acerca de estilo, materiales, comportamiento, consumo de energía, etc. Estas decisiones tienen la mayor importancia sobre el comportamiento global del edificio y sobre sus costes, por lo que para tomarlas es conveniente disponer de las herramientas más sofisticadas posibles. A lo largo del proyecto pueden estudiarse una serie de alternativas, con la ayuda de modelos de simulación y de estimación de costes.

La mayor parte de los sistemas de dibujo, no están bien dotados para labores conceptuales de proyecto; sin embargo, proporcionándoles el soporte suficiente, puede llegar a superarse la dificultad inherente a estas herramientas y transformarlas en ayudas muy efectivas, mediante la integración de distintas tecnologías y disciplinas que puedan soportar la fase conceptual del proyecto. Esto requiere la utilización de bases de datos que traten con objetos; bases de datos de precios y hojas de cálculo que permitan analizar los datos de costes; programas para la planificación y el cálculo de los caminos críticos, para establecer calendarios de ejecución y fijar hitos en los mismos; programas para modelizar objetos tridimensionales a los que

puedan añadirse los atributos propios de elementos constructivos; modelos para la definición de elementos superficiales que permitan definir losas de forma complicada; programas de análisis por elementos finitos para el cálculo de tensiones y esfuerzos o transmisión de calor; ayudas personalizadas de proyecto que permitan a los ingenieros el desarrollo de modelos simplificados de los distintos sistemas; herramientas para dibujo y animación para el desarrollo de planos y detalles interiores, así como muchas otras tecnologías.

Todo esto mejoraría la calidad de las decisiones tomadas por los proyectistas, la productividad general del proceso de proyecto, la coordinación de las actividades de proyecto, la relación coste-rendimiento y la calidad del edificio construido, así como los ciclos de mantenimiento y reparación del edificio a lo largo de su vida útil.

BIBLIOGRAFIA

1) KORNEL, K., NOWACK, H. (1988) - Exchange of model presentation information between CAD systems - Computer & Graphics, vol. 12, pp. 173-180.

2) BOURDEAU, M. (1989) - Structuration des données pour une conception technique intégrée - Proceeding of XIth International Congress CIB 89, París, Theme III, Vol. 1, pp. 325-341.

3) RECUERO, A. (1989) - Integrated CAD for Building - Proceedings of XIth International Congress CIB 89, París, Theme III, Vol. 2, pp. 485-491.

4) RECUERO, A., PROKOPIOUS, A. - Integration of building design Computer Systems - Management, Quality and Economics in housing and other building sectors - Editor A. Bezelga, Lisboa, 1991, pp. 1.549-1.557.

RESUMEN

Los sistemas de proyecto asistido por computador, constituyen una herramienta esencial, los

cuales, pese a ofrecer al proyectista potentes modelos matemáticos y sofisticadas herramientas gráficas, no están mejorando, en la debida medida, el propio proceso de proyecto ni la difusión de la experiencia a través de la industria de la construcción. Estos sistemas constituyen un reflejo de la fragmentación de esta industria en la que intervienen un gran número de disciplinas con gran especialización.

Es necesario crear un entorno de integración, desarrollado sobre una base de datos abierta y expandible, capaz de manejar de forma conceptual los objetos constructivos así como la estructura y organización más adecuada de la información. Actualmente, la investigación se dirige hacia esta integración, dando por supuesto que la baja y declinante productividad en la industria de la construcción en comparación con la de otras industrias, es debida a la falta de coordinación entre los distintos expertos que intervienen en el proceso del proyecto. El Instituto Eduardo Torroja está desarrollando un proyecto de investigación, una parte de cuyos objetivos se describen en este trabajo.

SUMMARY

Computer aided design (CAD) and computer aided engineering (CAE) systems are an essential tool in the building design process. Although offering powerful mathematical models and sophisticated graphical capabilities to the designer they are not actually improving the design process model itself and the diffusion of expertise throughout the industry. They are a reflection of the fragmentation of many building design disciplines and their specialization.

It is necessary to create an integration environment developed around an open and expandable database able to handle the building conceptual objects and its data structure and organization. The Instituto Eduardo Torroja is presently developing a research project in this direction, whose objectives are presented in this paper.

Puentes de los Frailes y Pinedo

José M.ª de Villar Luengo

José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.

Ingenieros: Torroja, Villar, del Valle, Benito, Simón-Talero y Calderón

PUENTE DE LOS FRAILES. DESCRIPCIÓN:

El puente de los Frailes sobre el río Júcar está situado en la carretera CN-322, en la provincia de Albacete. La longitud total de la estructura es de 106 m. La planta es recta.

El esquema estructural es un cantilever de dos vanos, de 53,0 m de luz, formados por vigas prefabricadas pretensadas, de 40 m de luz, apoyadas en estribos y en una meseta central de 26,0 m sustentada por una pila de cuatro brazos. Los estribos son huecos con derrame interior de terraplén.

El tramo de vigas prefabricadas está formado por 4 vigas artesas que apoyan a media madera sobre la meseta construida "in situ", conservándose en esta última la continuidad de los paramentos laterales inclinados, que a su vez se prolongan como remate de los muros de los estribos.

La meseta es una losa aligerada, macizada mediante unos diafragmas inclinados en la zona de empotramiento con los brazos de la pila, con siete nervios de 0,33 m de espesor, los dos laterales con la inclinación del paramento de la viga artesa y los cinco centrales verticales. Por cada nervio van dispuestos dos tendones de pretensado de 19 T 0,6" y 1 tendón de 6 T 0,6".

El canto, tanto en el tramo de vigas como en la meseta, es constante, de 1,86 m.

La cimentación de la pila es directa, con apoyo a una cota situada a 3,0 m bajo el nivel freático, 5,0 m bajo el terreno natural.

La cimentación de los estribos está constituida por pantallas longitudinales de hormigón armado, de 0,60 m de espesor y 6,0 m de profundidad.

PROCESO CONSTRUCTIVO:

La cimentación de la pila, bajo el nivel freá-

tico, se realizó ejecutando primeramente un recinto perimetral mediante pantallas de hormigón armado.

La colocación de las vigas sobre los apoyos situados en estribos y en la meseta central, se realizó desde el puente antiguo, paralelo al nuevo, mediante ripado transversal de las mismas, apoyadas en castilletes sobre carriles.

El proceso de montaje de las vigas aconsejó completar la colocación de todas las de un vano antes de comenzar el segundo, motivo por el que fué necesario colocar unos contrapesos en este último.

EQUIPO TÉCNICO:

Director del Proyecto y de la Obra: D. Isidoro Picazo (MOPU).

Autores del Proyecto: José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.

Empresa constructora: Cubiertas y MZOV, S.A.

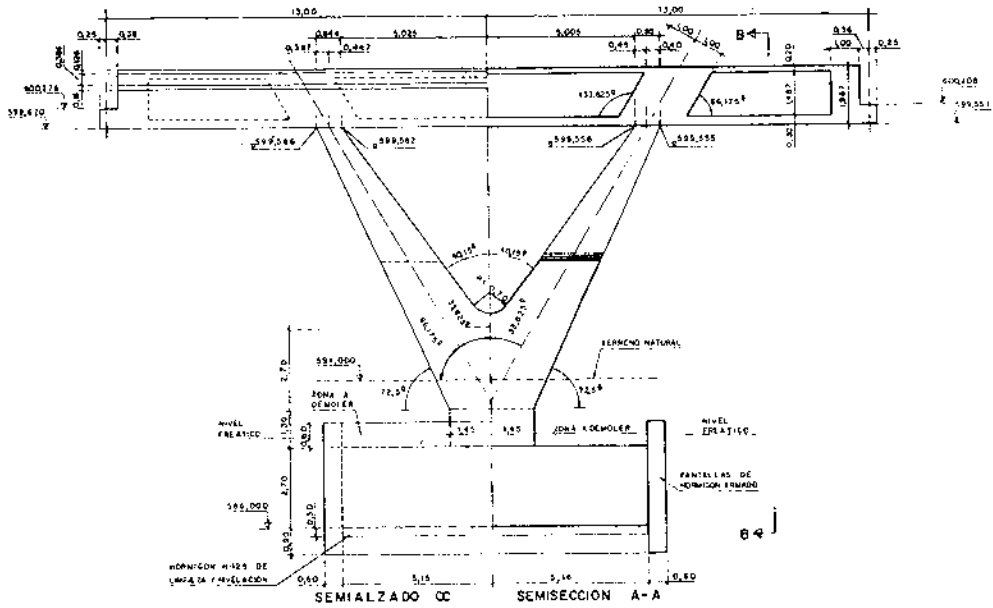
Jefe de obra: D. Alfonso Rocamora.

Sistema de Pretensado: Freyssinet.

Ripado transversal: Lastra Ibérica, S.A.



Foto 1. Proceso de montaje de vigas.



PUENTE DE LOS FRAILES
(SOBRE EL RIO JUCAR)

Fig. 1. Alzado. Sección de la pila y el tramo de losa aligerada.

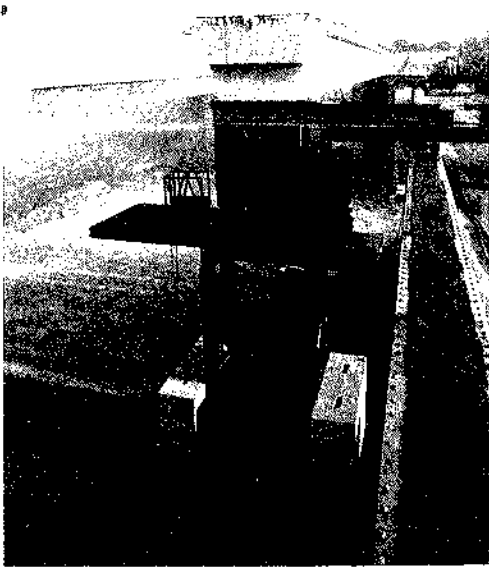


Foto 2. Detalle de ripado transversal.

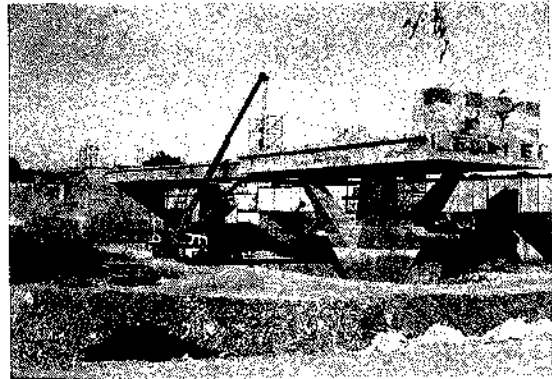


Foto 3. Contrapesos de montaje.

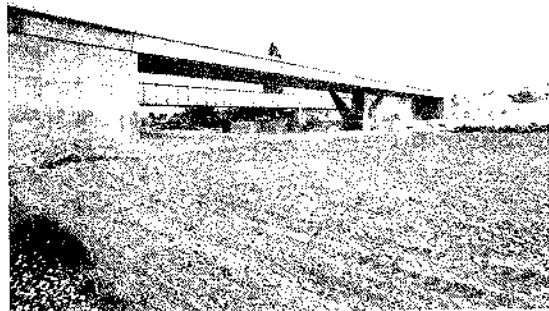


Foto 4. Estructura completa.

PUENTES DE PINEDO (VALENCIA)

DESCRIPCION:

Los puentes de Pinedo están situados en el enlace de la Autopista del Saler (V-15) con la margen izquierda del nuevo cauce del río Turia (V-30), en Valencia.

Ambos tableros son dos losas isostáticas muy curvas, radios 60 m y 70 m, de hormigón post-tensado, de sección en cajón trapecial, bicelular la primera y monocelular la segunda, ambas de canto constante de 1,80 m. Las luces son de 37,40 m y 34,60 m y las anchuras del tablero de 12,0 m y 7,20 m, respectivamente.

El postesado está constituido, respectivamente, por 20 y 12 tendones de 12 T 0,6", situados en los hastiales.

Cada tablero apoya en tres aparatos de neopreno, dos de ellos sobre un estribo y sólo uno en el otro, que se sitúa descentrado respecto a los ejes de cada tablero, 1,5 y 2,0 m, respectiva-

mente, hacia el exterior de la curva, con objeto de asegurar el comportamiento isostático de la estructura frente a cualquier tipo de esfuerzo solicitante. En cada estribo se dispone asimismo una guía.

Los estribos son cerrados y cimentados sobre pilotes flotantes de 1,20 m de diámetro y unos 35 metros de longitud media.

EQUIPO TECNICO:

Director del Proyecto: D. Marcelino Conesa. Ing. Caminos (MOPU).

Autores del Proyecto: José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.

Empresa Constructora: FOCSA.

Jefe de Obra: D. Julio Jiménez.

Director de Obra: D. Emilio Gastaldo. Ing. Caminos (MOPU).

Asistencia Técnica, Control y Vigilancia:

José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.

Sistema de Pretensado: C.T.T. Stronghold.

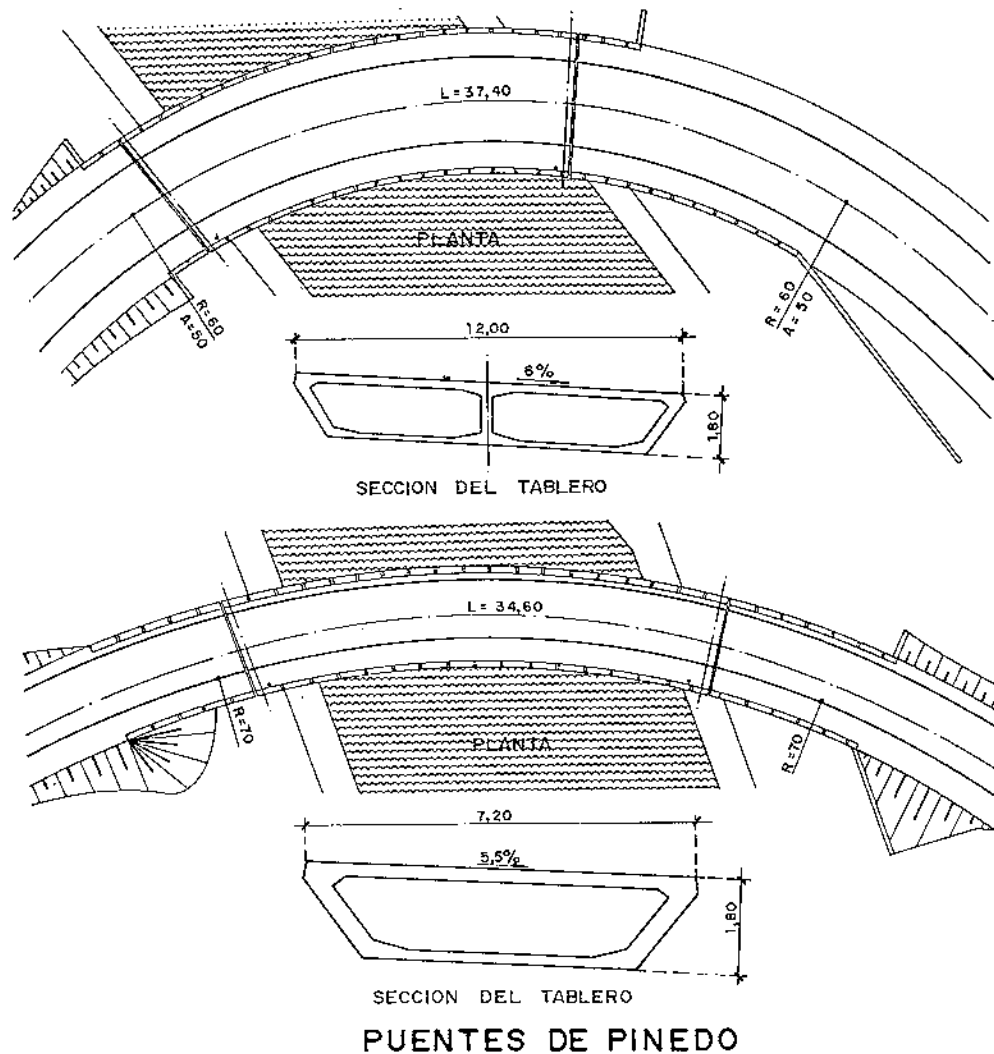


Fig. 1.



Foto 1. Vista general inferior.

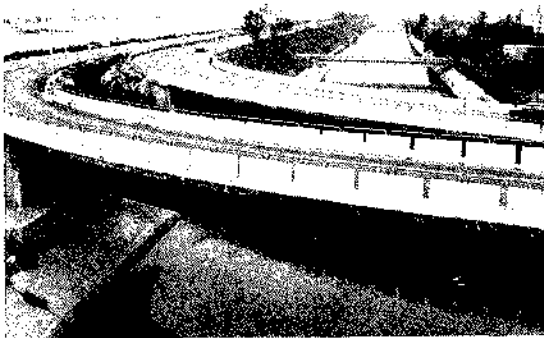


Foto 2. Vista general superior.

RESUMEN:

Las tres estructuras presentadas son isostáticas. El puente de Los Frailes es un cantilever

recto de dos vanos, con 106 m de longitud, compuesto por un tramo central en losa aligerada de 26 metros y vigas artesas de 40 metros. Los puentes de Pinedo son dos losas de gran curvatura, de un solo vano, con sección cajón y luces en torno a los 35 metros.

Como particularidad más destacable de ambas cabe citar su sistema de sustentación. En la primera, sobre una gran pila central de cuatro brazos. En las otras dos, sobre sendos tripodes, con un solo apoyo en uno de los estribos.

El proceso constructivo del puente de Los Frailes supuso el ripado transversal de las ocho vigas artesas, de peso superior a las 100 toneladas, desde el puente antiguo.

SUMMARY

The three structures presented in this paper are statically determined. Los Frailes bridge is a straight cantilever with two spans of 53 m. It is formed by a central lightened slab of 26 metres and U-shape beams of 40 metres. Pinedo bridges are two box section slabs of strong curvature and a single span around the 35 metres.

In this structure it is specially remarkable their support system. In Los Frailes we find a single central pier with four arms. In Pinedo the slabs are supported by tripods with a single bearing in one of the abutments and two in the other one.

The constructive process in Los Frailes forced the transversal removal of eight of the U-beams, with a weight of 100 tons each, from the former bridge to their final position.

* * *

Se inaugura el III Curso Superior de Jefes Técnicos de Obra

La Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, a través del Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas, ha inaugurado la 3.ª edición del Curso Superior de Jefes Técnicos de Obra.

En el acto de apertura se hizo especial énfasis en las diferentes circunstancias del sector de la edificación y construcción civil durante el último año, agravada por los recortes presupuestarios. Sin embargo, y a pesar de la crisis, las empresas constructoras e inmobiliarias demandan cada vez con mayor insistencia, y así quedó plasmado en el acto de inauguración, cursos formativos de alta cualificación para sus empleados, ya que la formación sigue siendo imprescindible por la necesidad de incrementar el nivel competitivo de los profesionales.

El éxito del Curso Superior de Jefes Técnicos de Obra se debe a la calidad del programa, excelente profesorado y apoyo prestado por los colegios profesionales y expertos del sector, junto con el prestigio que está reportando en el mercado del trabajo.

El hecho de que sólo se pudiera adquirir formación de Jefe de Obra con la experiencia de años, ha ocasionado un grave retraso en la cualificación de los profesionales. Con la introducción de estas enseñanzas dentro de la formación universitaria, pueden incorporarse a ellas las últimas promociones de las Escuelas Superiores de Arquitectura e Ingeniería, Arquitectos e Ingenieros Técnicos, Topógrafos, Geólogos, etc... cumplimentando su formación académica, con un título que otorga la Universidad.

Pasarela de peatones sobre el río Duero, en Almazán (Soria)

José M.^a de Villar Luengo

José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.

Ingenieros: Torroja, Villar, del Valle, Benito, Simón-Talero y Calderón

El núcleo urbano de Almazán, originariamente enclavado en la margen izquierda del río Duero, se ha expandido notablemente desplazándose hacia la margen derecha del río, donde además se creó un extenso parque arbolado. El cauce del río produce una discontinuidad para el tráfico de peatones, que actualmente se salva utilizando el antiguo puente medieval de carretera, que, a pesar de estar ampliado, no dispone de anchura suficiente para albergar el tráfico de vehículos y peatonal sin peligro, por lo que se han ocasionado varios accidentes mortales cada año.

Para resolver este problema se ha proyectado una pasarela de peatones, paralela al puente actual, y situada a unos 15 metros de distancia de aquél, aguas abajo.

La proximidad entre ambas estructuras es obligada para no perturbar el tráfico normal de peatones, cuyo cauce natural es el actual puente. Esto hace que el eje de la pasarela atraviese el río en una zona de cauce amplio y plano en el que existen unos subcauces sinuosos por los que discurre el agua para caudales normales del río.

El perfil longitudinal viene condicionado por las cotas de las conexiones en ambas márgenes, discurrendo a una altura sobre el cauce, variable entre 3 y 5 metros.

ESTUDIO TIPOLOGICO:

La elección de la tipología de la estructura se ha realizado teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

1) La gran vegetación existente en el cauce, impide una lectura global y conjunta de la obra, lo que aconseja tipologías cuyas lecturas parcia-

les sean representativas de la estructura; no son convenientes amplias luces, que reducirán la imagen, desde la mayoría de los hitos visuales, a una fracción del tablero desconectada del conjunto de la estructura.

2) La proximidad del puente medieval actual, aconseja soluciones que no entren en contradicción ni perturben la imagen del mismo; es evidente que desde aguas abajo la pasarela interferirá su visión, y esto es irremediable, su lectura no es exenta sino que tendrá como telón de fondo los arcos de piedra, pero desde aguas arriba puede quedar totalmente oculta siempre que no se supere con ningún elemento (mástil, tirantes o tablero) la línea del perfil del puente existente.

Las soluciones más clásicas adoptadas hoy día para las pasarelas están constituidas por tramos rectos, arcos o tableros atirantados. Teniendo en cuenta que las luces lógicas, dados los brazos del río existentes, son del orden de los 35 m, los tramos rectos conducen a cantos totales de 1,80 ó 2,00 m para soluciones de vigas y de 1,00 ó 1,20 m para losas continuas, cantos que son totalmente rechazables dada la pequeña altura de la rasante de la pasarela sobre el terreno. Realmente, esta pequeña altura condiciona totalmente la solución, ya que obliga a que el tablero tenga un espesor mínimo para evitar la tremenda sensación de pesadez que producen los cantos fuertes en relación con el gálibo vertical libre. Esta idea nos ha llevado también a rechazar las soluciones en arco que, además de representar una mayor obstrucción visual, deberían tener flechas comprendidas entre 3 y 4 metros, proporcionando unos empujes difíciles de absorber.

Por lo anteriormente comentado nos queda, como única solución clásica, hoy día, la de

tablero atirantado. Una pasarela de este tipo debería plantearse con dos pilones intermedios, a una distancia de unos 90 ó 100 m, proporcionando dos vanos laterales del orden de los 40 metros. Esta es una solución posible, con cantos comprendidos entre 60 y 80 cm, y ha constituido una de las soluciones estudiadas con más detalle. Sin embargo, a nuestro modo de ver, presenta algunos inconvenientes de tipo estético: los pilones, que habrían de tener una altura de unos 20 metros por encima de la rasante, introducirían una nota discordante entre el arbolado natural de la zona y aflorarían en el alzado que se pretende conservar del puente actual. Los espesores del tablero, sin ser tan grandes y obstrusivos como los correspondientes a los tramos rectos, representan, sin embargo, un porcentaje importante de la altura total sobre el terreno.

Todo ello nos ha llevado a buscar otras soluciones que, aunque no utilizadas normalmente para este tipo de obras, pudiesen conseguir una mejor integración en el ambiente estético correspondiente al puente medieval de Almazán, con una simplicidad constructiva que evitase medios de obra costosos o especializados. En esta búsqueda nos hemos inclinado por una solución en "banda tesa", consistente en una losa de mínimo canto, 25 cm, de hormigón pretensado, funcionando como una banda con muy poca rigidez, colgada de los puntos de apoyo que representan las pilas, situadas a 35 m de distancia entre sí. La rigidez de la banda, que funciona a modo de un funicular de cargas, es debida a la gran tensión a que trabajan los cables de pretensado, proporcionando una flecha, del arco invertido correspondiente, muy pequeña, de unos 70 cm. El proceso constructivo, que se describe con detalle más adelante, no requiere el uso de medios especiales, y su único inconveniente reside en las grandes fuerzas de tracción que han de soportar los estribos, similares a las de un puente colgante, que se han absorbido mediante anclajes definitivos al terreno.

Bajo un punto de vista estético, esta solución proporciona una ligereza no alcanzada por ninguna otra, con una esbeltez de 1/140.

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA:

La pasarela es una estructura de hormigón pretensado, de 173 metros de longitud total, de tipología "banda tesa", con seis vanos de 15 + 35 + 35 + 35 + 18 metros de luces, soportada por dos tendones de pretensado, de 28 T 0,6" y 757 toneladas de carga de rotura cada uno, anclados en los estribos. El canto es constante, de 0,25 m. La anchura es de 3,25 m.

El tablero está formado por losas prefabricadas de hormigón armado, de sección rectangular de 0,25 x 3,25 m, que se colocan directamente sobre los tendones de pretensado, para lo cual las losas llevan, en su parte inferior, dos cajeados longitudinales. En los vanos entre pilas hay 11 losas y en los vanos extremos, 5 y 6.

Entre losas adyacentes quedan juntas de 0,30 m, que se hormigonan una vez colocadas todas ellas más la sobrecarga de construcción. Con tal motivo, las losas llevan en sus extremos unas armaduras en espera.

Las pilas de hormigón armado se construyen "in situ". La forma de la pila es en V con cuatro brazos unidos rigidamente en su parte inferior. La unión con la cimentación es mediante una rótula plástica, lineal, de 5 cm de anchura. De la rótula parte un pedestal troncopiramidal, hasta la zapata.

La cabeza de la pila es una losa circular, de radio variable para cada pila, de 6 m de longitud, con dos nervios de 0,25 x 0,35 m en la línea de empotramiento de los brazos de la pila con la losa. En la parte superior de la losa y sobre dichos nervios hay sendos cajeados longitudinales para el alojamiento de los tendones del tablero.

Cada estribo está formado por un macizo de hormigón armado, de 3,25 x 3,50 m, cimentado sobre una gran zapata rectangular de 6,00 x 6,00 m. A este macizo se anclan los dos tendones principales del tablero y, asimismo, los anclajes al terreno, formados por cuatro tendones de 21 T 0,5", inclinados a 45°, de 26 m de longitud media, que se perforan a rotación y posteriormente se inyectan a presión mediante sistema de tubos-manguito.

PROCESO CONSTRUCTIVO:

El proceso constructivo puede esquematizarse en las siguientes fases:

—Ejecución de cimentaciones de pilas y estribos mediante hinca de cajones indios, posterior relleno con hormigón y ejecución de zapata sobre éste.

—Ejecución de alzados de pilas y estribos mediante cimbra y hormigonado "in situ"; tras el descimbrado y desencofrado de las pilas, las rótulas plásticas se mantienen caladas con las cuñas de madera del encofrado de la garganta.

—Prefabricación de losas de hormigón armado del tablero, en bancada ejecutada a tal fin junto a la obra. Las losas se prefabrican por vanos completos y en la misma posición definitiva que ocuparán en el tablero, una vez colocadas sobre los dos tendones principales. De esta forma se evitan interferencias, entre las arma-

duras en espera de las juntas, durante la colocación.

—Ejecución de anclajes al terreno desde los estribos, mediante perforación a rotación y posterior inyección a presión a través de tubos-manguito. Todos los anclajes se probaron a una carga del 130% de la máxima de trabajo, que corresponde a la última fase de construcción.

—Colocación de cordones de acero superestabilizado de 0,6".

Para formar el paquete de cordones que constituye cada uno de los dos tendones del tablero, se coloca cada uno de los cordones sobre las pilas y dentro del cajado donde quedarán embebidos, y se anclan, acuñándose, en las placas de anclaje de los estribos.

Cada tendón queda formado por un paquete rectangular de 28 cordones, dispuestos en 4 filas de 7. Para asegurar y facilitar la futura inyección del tendón —que no podrá efectuarse a gran presión, como es lo habitual—, se coloca una chapa de acero entre cada una de las filas del paquete, que actúan de separador.

En el cajado de la losa circular de las pilas, se colocan separadores distanciados un metro. En la zona del tendón de vano entre pilas, se coloca un separador en cada junta entre losas. El separador sirve, además, para impedir el posible deslizamiento de las losas sobre los tendones, sobre todo en las zonas peraltadas de los mismos.

—Primera fase de tesado

Una vez colocados los 56 cordones de 0,6" sobre las pilas y anclados en los estribos, se procede a la primera fase de tesado de estos cordones mediante gato unifilar y, simultáneamente, de los anclajes al terreno, para ir compensando la resultante sobre la zapata, evitando sobrepasar las tensiones admisibles del terreno.

Al final de esta fase, los cordones de los tendones del tablero quedan anclados al 30% de la carga de rotura.

—Segunda fase de tesado.

La segunda fase de tesado de los tendones del tablero es indirecta (sin gato) y se realiza colocándoles peso encima, esto es, primero las losas prefabricadas que componen el tablero y después, una sobrecarga de construcción de 700 Kp/m² sobre ellas. De esta forma, los dos paquetes de cordones, que permanecen anclados en los estribos, se alargan al aumentar su tensión y adoptan arcos de catenaria de parámetro más reducido. En esta fase se alcanza una tensión en los cordones del 50% de la de rotura.

Simultáneamente, se siguen tesando, de forma directa, los anclajes al terreno.

La colocación de las losas sobre los tendones, así como la de la sobrecarga de construcción sobre las losas, se efectúa según un orden de colocación determinado, con el fin de reducir al máximo la descompensación de carga entre vanos adyacentes.

—Hormigonado de juntas. Cierre del tablero.

Una vez finalizada la segunda fase de tesado, se encofran y hormigonan las juntas entre losas.

El peso del hormigón fresco de estas juntas sobre el tablero abierto, equivale a una sobrecarga que alarga algo más los tendones del mismo y le hace adoptar otro arco de catenaria, que será, una vez endurecido el hormigón de las juntas, la verdadera directriz del tablero como estructura cerrada. A partir de este momento, las deformaciones del tablero —cerrado—, corresponden a las clásicas de la estructura completa.

—Retirada de la sobrecarga de construcción.

Una vez endurecido el hormigón de las juntas, se desencofran y se procede a la retirada de la sobrecarga de construcción, respetando la siguiente secuencia:

—Retirada del 25% de la sobrecarga de construcción, a los 3 días del hormigonado de las juntas, para comprimir el tablero y evitar así la posible fisuración por deformación térmica debida al soleamiento.

—Retirada de sobrecarga hasta el 50% del total, a los diez días del hormigonado de las juntas.

—Escalón de destesado de los anclajes al terreno.

—Inyección del alojamiento de los tendones del tablero en el cajado de las losas.

—Retirada de las cuñas de calado de las rótulas plásticas de pilas.

—Retirada del resto de la sobrecarga de construcción, hasta dejar el tablero en situación final en vacío.

—Inyección y sellado de los anclajes al terreno.

CONTROLES AUXILIARES DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO:

Además del control de materiales y de ejecución, entre los que cabe destacar el seguimiento topográfico de alta precisión en todas las fases constructivas, cabe destacar como controles singulares los siguientes:

—Seguimiento de la evolución de la tensión de anclajes al terreno mediante células de carga, tanto en anclajes de prueba anteriores a los

definitivos, como en dos de éstos —uno en cada estribo—, durante el proceso constructivo. Los resultados obtenidos respecto a las pérdidas de tensión fueron satisfactorios, no alcanzándose valores superiores al 8%, en términos totales, a los seis meses.

—Ensayo de alargamientos de un cordón de 0,6" suspendido, en su posición real, es decir, apoyado en el cajeadado de las pilas y anclado en los estribos, que se somete a distintos escalones de tensión. Se efectuaron mediciones de alargamientos y de flechas para cada escalón, para compararlos con los correspondientes a las catenarias teóricas.

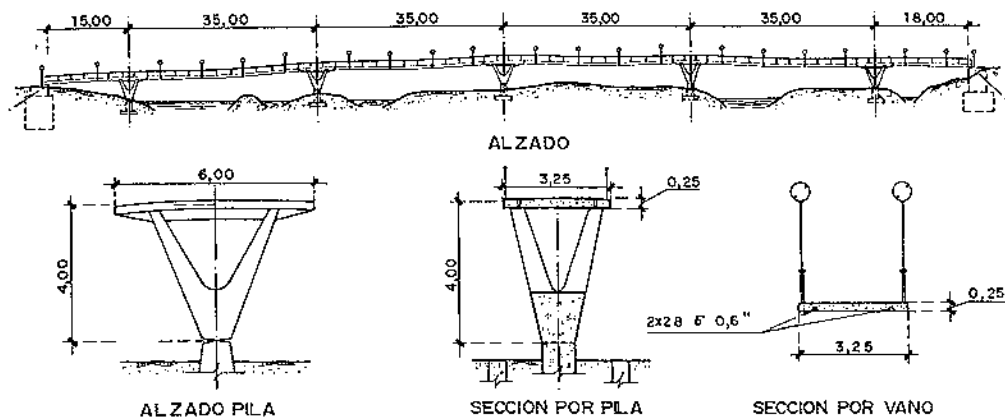
Las cuantías de los materiales utilizados en el tablero son:

Hormigón: 0,25 m³/m².
 Acero activo: 20 Kg/m².
 Acero pasivo: 43 Kg/m².

La repercusión del acero activo de los anclajes al terreno, es de 6,0 Kg/m².

EQUIPO TECNICO:

Director del Proyecto: D. Luis Antona.
 Autores del Proyecto: José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.
 Empresa Constructora: COMELLA, S.A.
 Jefe de obra: García de Vinuesa.
 Director de Obra: D. Alfredo Martín Pavo y D. Domingo Oliveros.
 Asistencia Técnica y Control: José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.
 Sistema de Pretensado: C.T.T. Stronghold.
 Anclajes al terreno: KRONSA.

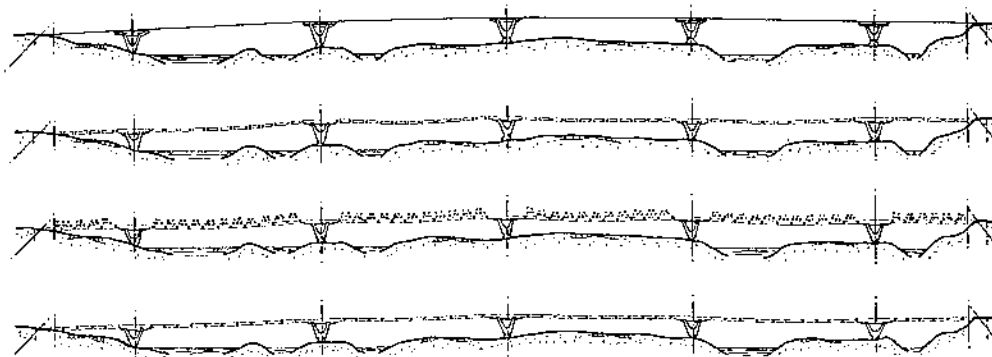


ALZADO Y SECCIONES

PASARELA SOBRE EL RIO DUERO

(ALMAZAN)

PROCESO CONSTRUCTIVO



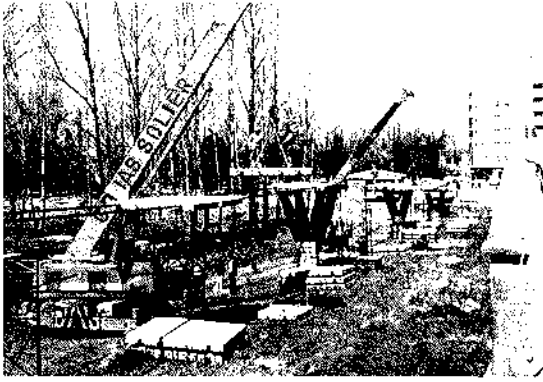


Fig. 1. Montaje de fosas prefabricadas sobre los cables.

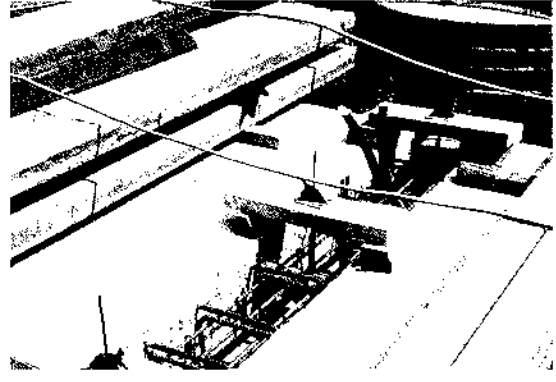


Fig. 5. Detalle de junta.

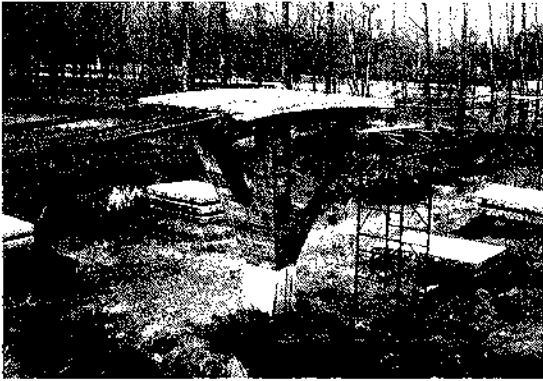


Fig. 2. Vista de la pila antes de colocar las fosas.



Fig. 6. Vista de la pila terminada.

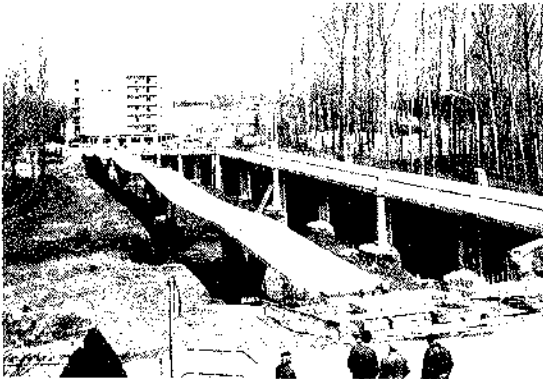


Fig. 3. Vista general con las fosas montadas sobre los cables.



Fig. 4. Encofrado de juntas entre lasas prefabricadas.

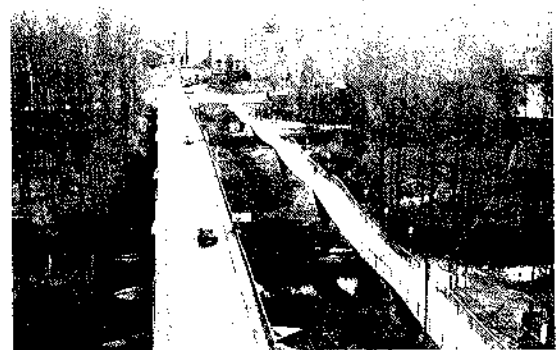


Fig. 7. Vista de conjunto.

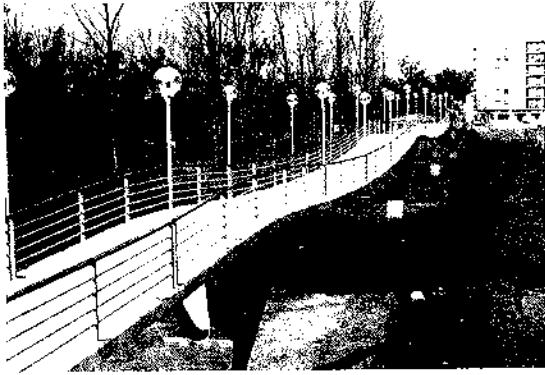


Fig. 8. Vista global desde un extremo.

RESUMEN:

En la presente comunicación se describe la Pasarela de Peatones sobre el río Duero, en Almazán (Soria).

La longitud total es de 173 metros, distribuida en seis vanos: cuatro centrales de 35 metros y dos laterales de 15 y 18 metros de luces.

La tipología estructural del tablero es en "banda tesa", de 25 cm de canto, y dispone de dos tendones anclados en los estribos. La esbeltez obtenida es 1/140.

El tablero está formado por losas prefabricadas que se colocan directamente sobre los ten-

dones, dejando juntas entre ellas que se hormigonan posteriormente.

Las pilas tienen forma en V, con cuatro brazos que se unen superiormente a una losa circular del tablero, e inferiormente, a la cimentación, mediante una rótula plástica.

Los estribos disponen de anclajes al terreno para equilibrar la tracción del tablero.

SUMMARY

This paper describes the footbridge over Duero river, in Almazán (Soria).

Its total length is 173 metres distributed in six spans: the four central ones are 35 metres long and the two side ones are 15 and 18 metres long.

Deck develops stress-ribbon typology. It is 25 cm deep, with two tendons anchored in the abutments. A slenderness of 1/140 is obtained.

The deck is formed by precast slabs which are placed directly on the tendons. Some joints are left between them and later filled with concrete.

The piers have V-form, with four arms joined superiorly by a circular slab, and in their low end they come together and join the foundations by a plastic hinge.

The abutments are anchored to the ground in order to balance the tension transmitted by the deck.

* * *

XIII Conferencia Internacional sobre Hormigón y Hormigón Armado

El Comité Científico y Técnico "BETEKOM", del Instituto de Investigación del Hormigón y Hormigón Armado, de Rusia, nos comunica que ha puesto a la venta al precio de 39 dólares USA, un libro de 450 páginas en el que se reproducen los textos de las más de 200 ponencias presentadas, en la XIII Conferencia Internacional sobre Hormigón y Hormigón Armado, por los técnicos de Rusia, Estados Unidos, Suecia, Inglaterra y Alemania que participaron en dicha Conferencia.

Estas ponencias proporcionan la más completa y actualizada información sobre las últimas investigaciones realizadas en los siguientes campos:

—Características y técnicas de fabricación de los materiales utilizados en la construcción.

—Métodos de cálculo, ejecución y ensayos de las estructuras de hormigón.

—Desarrollo de nuevos tipos de cemento capaces de resolver el problema de la contaminación ambiental en la zona de la Central Nuclear de Chernobyl.

Los interesados en recibir esta publicación deberán dirigir sus pedidos a:

Foundation "No to Alcohol and Drugs Addiction".

10-a Shvernic St.

117449 Moscú (Rusia).

Tres puentes construidos por voladizos sucesivos

José M.^a de Villar Luengo
 José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.
 Ingenieros: Torroja, Villar, del Valle, Benito, Simón-Talero y Calderón

PUENTE DE LAS FUENTES, SOBRE EL RIO EBRO, EN ZARAGOZA

DESCRIPCION:

El puente de las Fuentes sobre el río Ebro está situado en el Segundo Cinturón de la Red Arterial de Zaragoza. Está compuesto por dos estructuras gemelas, una para cada calzada, de 331 metros de longitud. La planta es recta.

El esquema estructural del tablero es una viga continua de tres vanos, apoyada en pilas y estribos mediante apoyos de neopreno-teflón.

La longitud total del puente se distribuye en tres vanos de luces 93-145-93 metros, construidos mediante avance por voladizos sucesivos, excepto los 19,30 m de tablero adyacentes a los estribos, que se ejecutaron sobre cimbra convencional apoyada en el terreno.



Fig. 1. Puente de las Fuentes. Vista general.

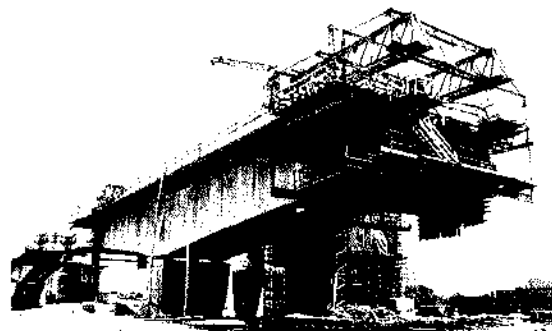


Fig. 2. Puente de las Fuentes. Fase de avance en voladizo.

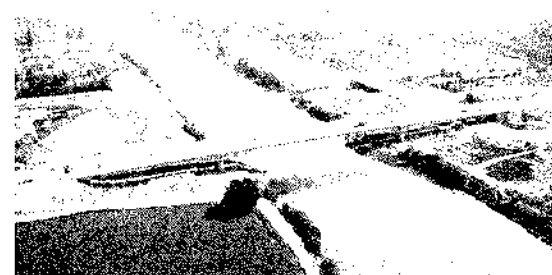
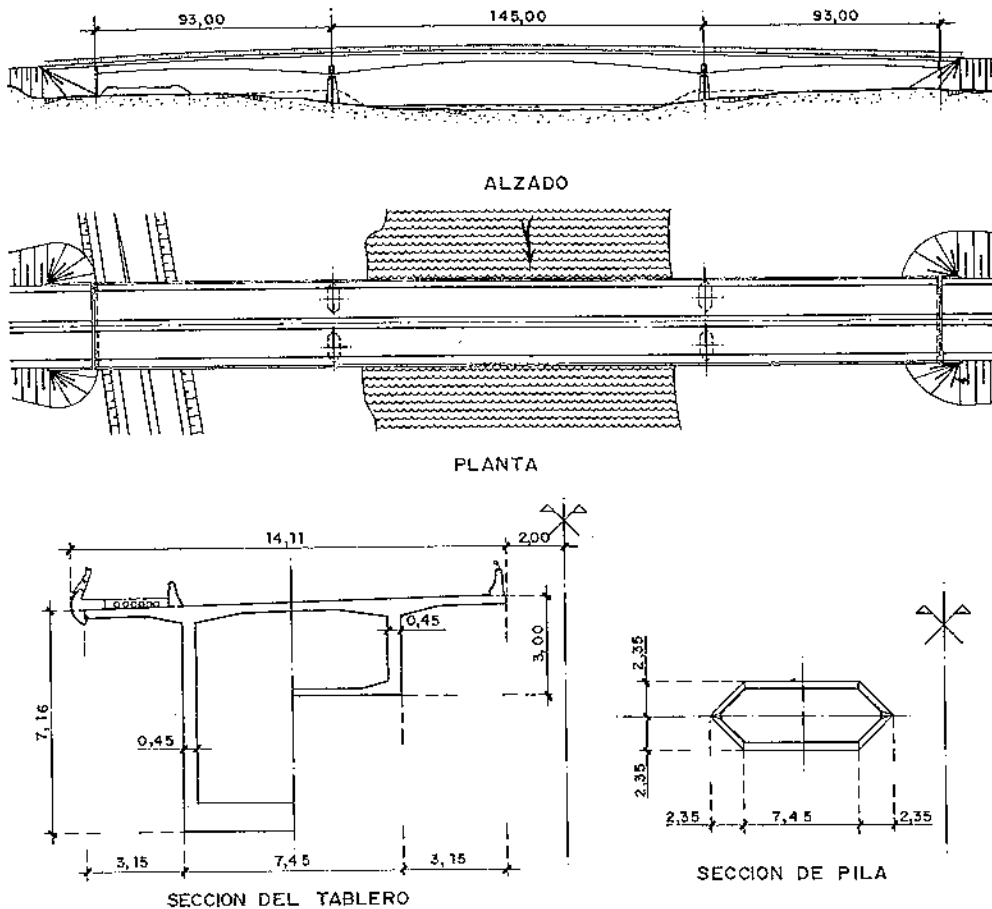


Fig. 3. Puente de las Fuentes. Voladizos terminados. Encofrado de zona sobre cimbra.

El tablero es un cajón monocelular, de canto variable parabólicamente entre 7,16 m sobre pilas y 3,00 m en centro de vano central y zona sobre cimbra. La anchura del cajón es de 7,45



PUENTE DE LAS FUENTES (ZARAGOZA)

m, con voladizos de 3,15 m. El forjado superior, de 13,75 m de anchura, tiene un espesor constante de 0,27 m. El forjado inferior es de espesor variable entre 1,25 m en arranque de pilas y 0,24 m en centro de vano central y zona sobre cimbra de vanos laterales. Las almas son de espesor constante de 0,45 m.

El pretensado del tablero se compone de 68 tendones de 15 T 0,6" en el forjado superior, sobre cada pila; 24 tendones de 12 T 0,6" en el forjado inferior en los vanos laterales y 32 tendones de 12 T 0,6" en el forjado inferior, en el vano central (continuidad).

Las pilas son macizas, de hormigón armado y sección tronco-piramidal, y se cimentan mediante 14 pilotes de 2,00 m de diámetro, con encepado común.

Los estribos son de hormigón armado, uno cerrado con aletas en vuelta y cimentado sobre zapata, y el otro, abierto, formado por un cargadero que se cimenta sobre pilotes de 1,50 m de diámetro.

Dadas las características geotécnicas del terreno, presencia de macizos yesíferos, se dejaron embcuidos en cada pilote dos tubos metálicos verticales, a través de los cuales se realizó una perforación del terreno existente bajo la punta de los pilotes, para detectar la posible presencia de cavernas, procediéndose posteriormente a la inyección de lechada de cemento en los citados tubos.

PROCESO CONSTRUCTIVO:

El tablero se ha construido mediante avance por voladizos sucesivos. Sobre la pila se hormigonó una zona de tablero, de 15,40 m de longitud, mediante cimbra apoyada en el terreno, que posteriormente queda apoyada en la propia pila y en dos puntales provisionales de hormigón armado, pretensados contra el tablero.

Las dovelas de los voladizos tienen longitud variable entre 2,40 m y 4,20 m, determinada por las máximas cargas admisibles de los carros de

avance utilizados. La dovela de cierre del vano central es de 2,00 m de longitud. Los vanos laterales se completan con 19,30 m de tablero hormigonado sobre cimbra.

Las cuantías de los materiales utilizados en el tablero son:

Hormigón: 0,91 m³/m².
Acero Activo: 45 Kg/m².
Acero Pasivo: 125 Kg/m².

EQUIPO TECNICO:

Director del Proyecto: D. Antonio García Cañada. Ingeniero de Caminos (MOPU).

Autores del Proyecto: José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.

Empresa Constructora: Fomento de Obras y Construcciones, S.A.

Jefe de obra: D. Gonzalo Gómez. Ingeniero de Caminos.

Dirección de obra: D. Mariano Ferrando. Ingeniero de Caminos (MOPU).

Asistencia Técnica, Control y Vigilancia: José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A. Sers, S.A.

Sistema de Pretensado: B.B.R.

VIADUCTO SOBRE EL RIO MIÑO, EN CHANTADA (LUGO)

DESCRIPCION:

El Viaducto de Chantada, sobre el río Miño, forma parte de la variante de 2.113 m de longitud que resuelve uno de los cuellos de botella más acusados de la C-533, carretera que constituirá la culminación del Acceso Centro a Galicia (La Rúa-Puebla de Brollón-Monforte de Lemos), en el cruce del valle del río Miño, aguas abajo de la presa de Belesar. La longitud total del viaducto es de 394,0 m. La planta es recta, excepto en sus extremos, afectados por sendas clotoides.

El esquema estructural del puente es un pórtico de cinco vanos de luces: 51-88-116-88-51 metros. El tablero va empotrado en las dos pilas



Fig. 4. Puente de Chantada. Vista general.

centrales y apoyado mediante aparatos de neopreno-teflón en las pilas laterales y estribos.

El tablero está constituido por una viga de hormigón pretensado, de sección en cajón monocelular de 6,50 m de anchura, rematado mediante dos voladizos de 2,55 m cada uno. El canto del cajón varía parabólicamente en el vano central, entre 6,00 m en pilas y 2,70 m en el centro del vano, y en dos tercios de luz de los vanos adyacentes a éste. En el resto del puente el canto es constante e igual a 2,70 m. El espesor del forjado inferior del cajón es, asimismo, variable entre 0,80 m en las pilas centrales y 0,60 m en las laterales y 0,20 m en estribos y centros de vano.

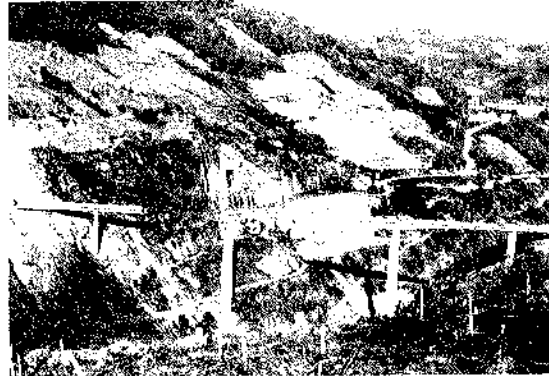


Fig. 5. Puente de Chantada. Fase intermedia de construcción.

El pretensado del tablero se compone de 164 tendones de 12 T 0,5" y 10 T 0,6" en forjado superior, 85 tendones de 12 T 0,5" en forjado inferior y 106 tendones verticales de 3 T 0,6" en cada hastial.

Las pilas, de hormigón armado, son de sección en cajón rectangular, con espesores de pared de 0,30 m. Su alzado es ataludado en las dos direcciones, longitudinal y transversal, con pendientes del 1,5% y 2%, respectivamente.

Las pilas centrales, de 86,0 m y 70,0 m de altura, tienen unas dimensiones en coronación,

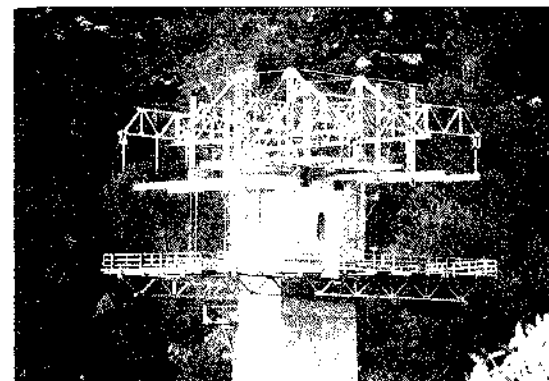
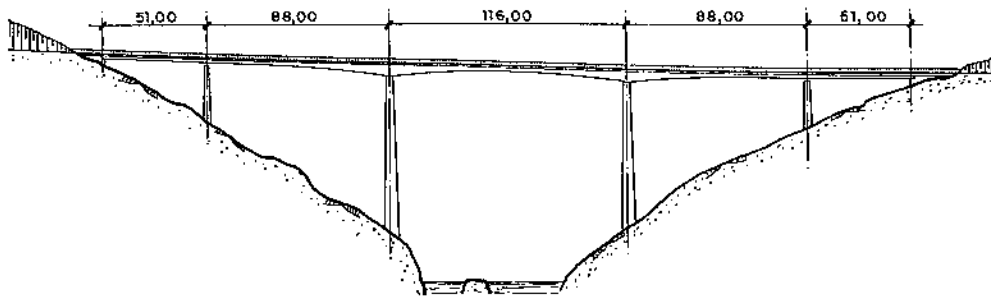
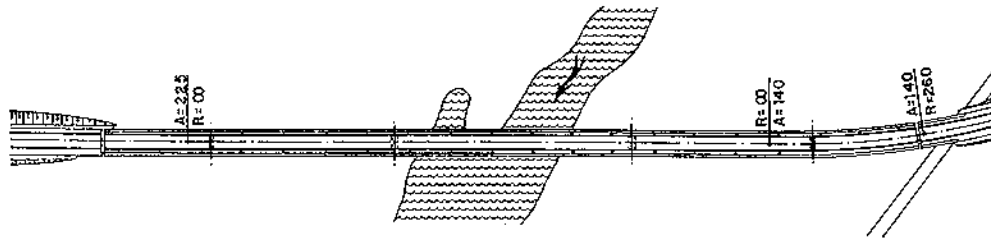


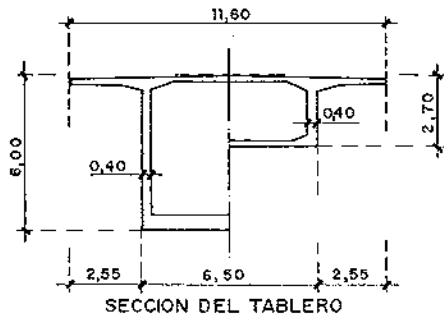
Fig. 6. Puente de Chantada. Detalle de cabeza de pila.



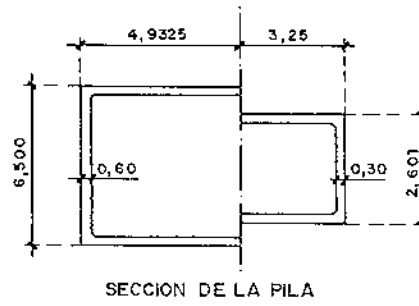
ALZADO



PLANTA



SECCION DEL TABLERO



SECCION DE LA PILA

VIADUCTO DE CHANTADA

de 3,80 m x 6,50 m. La primera de ellas se cimenta directamente, mientras que la segunda lo hace sobre seis pilotes de 2,1 metros de diámetro y longitud variable entre 14,3 y 16,0 m, arriostrados por una viga perimetral, de canto variable y anchura de 2,60 m.

Las pilas laterales, de 26,5 m y 35,0 m de altura, tienen unas dimensiones en coronación de 2,0 m x 6,50 m. Su cimentación es en ambos casos directa.

PROCESO CONSTRUCTIVO:

El tablero se ha ejecutado con las técnica de voladizos sucesivos, mediante carros de avance, excepto en los 20,4 m de cada extremo, que se han construido sobre cimbra convencional. Sobre cada una de las pilas laterales se ejecutaron un total de 13 dovelas —11 de 4,5 m y 2 de 3,5 m— absorbiendo los desequilibrios de cons-

trucción mediante el empotramiento transitorio del tablero en las pilas, a través de sendos apoyos de hormigón armado y anclajes constituidos por 40 barras $D = 32$ en cada borde de pila. Estos apoyos provisionales fueron demolidos y las barras cortadas, tras el cierre del correspondiente vano extremo. Sobre cada una de las pilas centrales se ejecutaron 26 dovelas —2 de 4,50 m y 24 de 4,20 m—.

Las pilas se construyeron mediante encofrados trepadores, en fases de 5,0 metros de longitud.

Los pilotes, de 2,10 m de diámetro, se excavaron mediante voladura con precorte.

Las cuantías de los materiales utilizados en el tablero son:

Hormigón: $0,6 \text{ m}^3/\text{m}^2$.
 Acero Activo: $26 \text{ Kg}/\text{m}^2$.
 Acero Pasivo: $124 \text{ Kg}/\text{m}^2$.

EQUIPO TECNICO:

Propietario: Xunta de Galicia.
Director del Proyecto y la Obra: D. José A. Cobreros. Ingeniero de Caminos.
Autores del Proyecto: José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.
Empresa Constructora: Entrecanales y Tavora, S.A.
Jefe de obra: D. Fernando Fernández. Ingeniero de Caminos.
Asistencia Técnica, Control y Vigilancia: José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.
Sistema de Pretensado: C.T.T. Stronghold.



Fig. 8. Puente de Ontón. En fase avanzada de construcción.

VIADUCTO DE ONTON (CANTABRIA)

DESCRIPCION:

El Viaducto de Ontón está situado en el tramo "Límite de la provincia de Vizcaya-Castro Urdiales", de la Autovía del Cantábrico, estando compuesto por dos puentes gemelos, de 264,0 m de longitud.



Fig. 7. Puente de Ontón. Vista general durante la prueba de carga.

Para su ejecución, la empresa constructora Agromán, S.A., adjudicataria de la obra, solicitó la colaboración de José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A. para la realización del proyecto constructivo modificado de los tableros del viaducto, como variante del puente de vigas contemplado en el proyecto inicial.

Cada uno de los dos puentes gemelos es de planta curva, de 400 m de radio en el eje de la autovía, perfil longitudinal con pendiente constante del 3% y anchura de plataforma de 12,60 m.

El esquema estructural del tablero es de viga continua de 3 vanos, con luces desarrolladas de 72-120-72 m, apoyada en pilas y estribos, mediante aparatos de neopreno-teflón.

Cada tablero es un cajón monocelular, de canto variable entre 6,00 m sobre pilas y 2,70 m

en clave de vano central y en la zona sobre los estribos. La anchura total del cajón es de 6,50 m, con voladizos superiores de 3,05 m. El espesor del forjado superior es constante, de 0,23 m, siendo variable el del forjado inferior entre 1,20 m en arranque de pilas y 0,20 m en clave. Las almas son de espesor constante, de 0,40 m.

El pretensado se compone, para cada uno de los tableros, de 56 tendones por voladizo, 17 tendones de continuidad en los vanos laterales y 32 tendones de continuidad en el vano central. Cada tendón está formado por 12 cordones de 15 mm de diámetro, los superiores y 10 cordones de 15 mm de diámetro los inferiores de continuidad. Además existe pretensado vertical de almas, compuesto por 418 tendones por alma, formados por 3 cordones de 15 mm de diámetro.

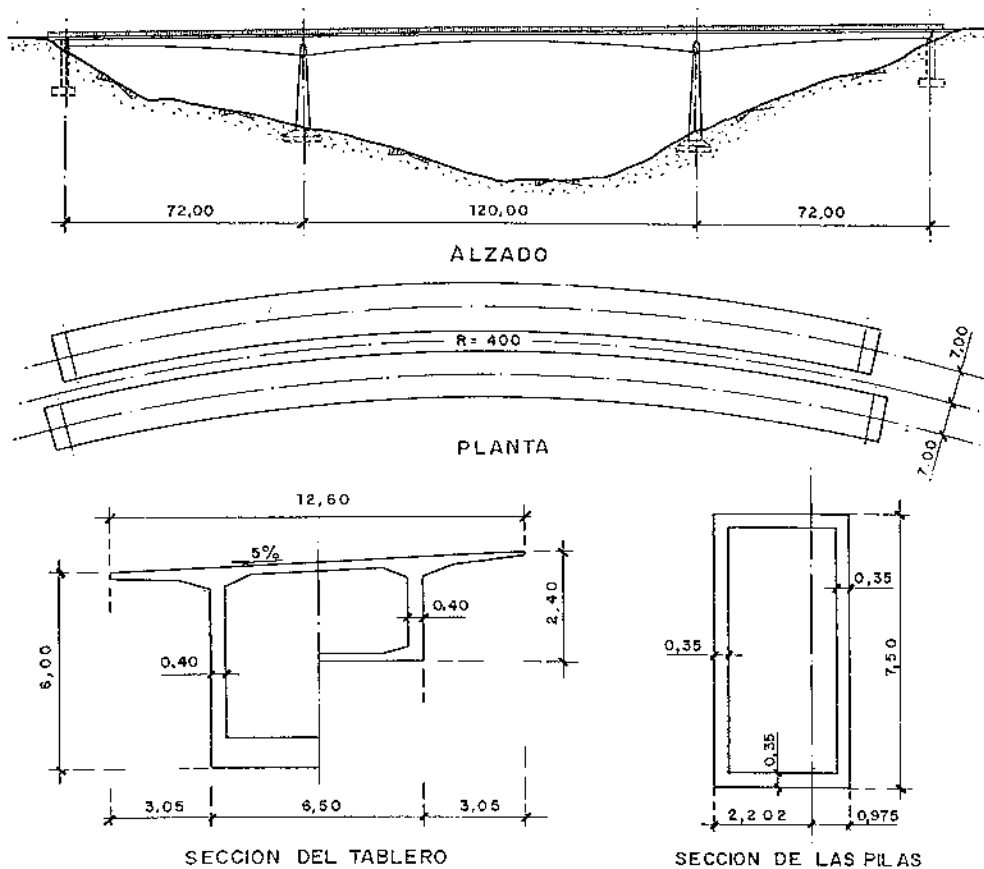
Las pilas, de hormigón armado, cuyo proyecto fue realizado por Agromán, S.A. son de sección en cajón rectangular, con espesores de pared de 0,35 m. Su altura máxima es de 33 m, con dimensiones de 2,95 x 7,50 m en coronación, aumentando, la dimensión longitudinal, hasta la cimentación, con una pendiente 1:20. La cimentación es directa.

PROCESO CONSTRUCTIVO:

El tablero se ha construido mediante avance por voladizos sucesivos.

Sobre la pila se hormigonó una zona de tablero, de 10,60 m, apoyada en la propia pila y en dos puntales provisionales de hormigón armado.

Después de montados los carros de avance, se comenzó la ejecución de dovelas de 3,60 m y 4,20 m de longitud. La dovela de cierre del vano central es de 2,70 m y se hormigonó mediante encofrados colgados de los extremos de los voladizos. Los tramos finales de los vanos laterales, de 11,60 m de longitud, se hormigonaron con cimbra convencional.



VIADUCTO DE ONTON

Las cuantías de los materiales utilizados en el tablero son:

Hormigón: $0,74 \text{ m}^3/\text{m}^2$.
 Acero Activo: $38 \text{ Kg}/\text{m}^2$.
 Acero Pasivo: $134 \text{ Kg}/\text{m}^2$.

gemelas de planta recta, de tres vanos y luces 93-145-93 metros.

El Viaducto sobre el río Miño, en Chantada, consta de cinco vanos de luces 51-88-116-88-51 metros. Las pilas tienen una altura variable entre 26 y 86 metros.

EQUIPO TECNICO:

Autores del Proyecto: José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.

AGROMAN, S.A.

Director de Obra: D. José Antonio Herreros.
 Ingeniero de Caminos.

Empresa Constructora: AGROMAN, S.A.

Jefe de Obra: D. Daniel Alonso, Ing. Caminos.

Asistencia Técnica, Control y Vigilancia:

José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.

Estudio de Ingeniería y Control, S.A.

Sistema de Pretensado: Freyssinet.

SUMMARY

This paper presents three bridges built by cantilever method.

Las Fuentes bridge flies over Ebro river in Zaragoza and is formed by two twin structures of straight plan and three spans of 93-145-93 metres.

The Viaduct over Miño river, in Chantada develops five spans of 51-88-116-88-51 metres. Piers have a variable height between 26 and 86 metres.

Onton Viaduct is formed by two twin structures of circular plan with a 400 metres radius. It develops three spans of 72-120-72 metres. Piers are 33 metres tall.

RESUMEN

En la presente comunicación se describen tres puentes construidos por el método de avance en voladizo.

El Puente de Las Fuentes, sobre el río Ebro, en Zaragoza, está formado por dos estructuras

Puente de Torrelodones sobre el río Guadarrama

Leonardo Fernández Troyano
Javier Manterola Armisén

I. PLANTEAMIENTO GENERAL DEL PROYECTO

La carretera de Torrelodones a Galapagar, que sigue el trazado del antiguo camino de Postas de Madrid a El Escorial, construido por Felipe II, tiene actualmente un tráfico bastante intenso y por ello el puente sobre el río Guadarrama de esta carretera, construido por Juan de Herrera, se ha quedado estrecho.

Esta insuficiencia se trató de resolver ensanchando el puente mediante voladizos de hormigón, pero afortunadamente esta actuación fue detenida por la Dirección General de Bellas Artes que declaró el puente de Herrera Monumento Nacional.

La forma correcta en este caso de darle a la carretera el ancho necesario, es hacer una variante de trazado y un nuevo puente sobre el río, con las características que requiere la carretera.

El proyecto de la variante y del nuevo puente, cuando se trata de sustituir un puente como el de Herrera, requiere un cuidado especial, tanto en la posición relativa entre los dos puentes, como en el diseño del nuevo.

La distancia entre los dos puentes debe ser la suficiente para que se vea uno desde el otro y no se ahoguen, es decir, que no se estorben visualmente. En el caso de los puentes del Guadarrama, la distancia que ha quedado entre ellos es de 110 metros que, dado su tamaño, resulta ideal para que exista una relación entre ellos y no se interfieran.

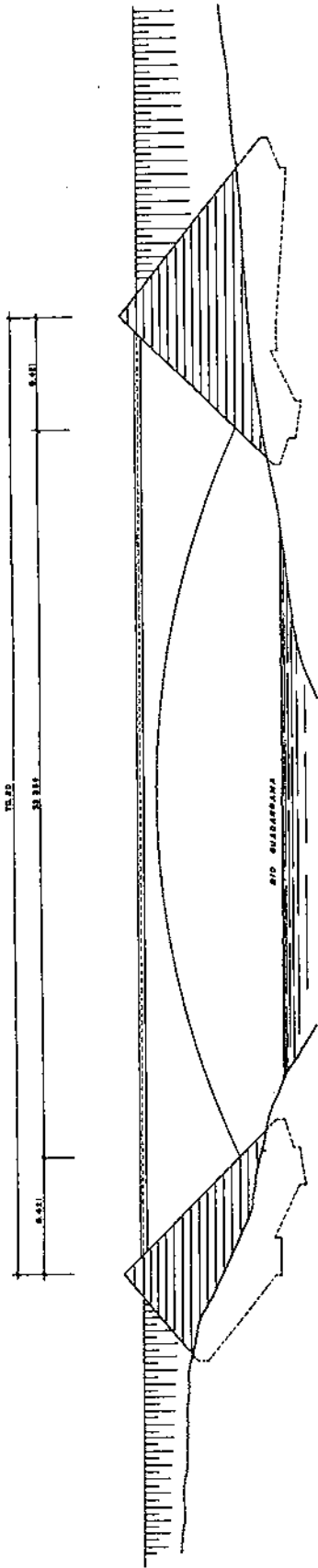
II. EL NUEVO PUENTE

El nuevo puente es un arco tímpano biarticulado, de 56 metros de luz entre articulaciones, generado por un prisma de sección triangular, cortado por un cilindro de directriz circular y generatrices perpendiculares a las del prisma y limitado en los extremos por dos planos inclinados. La figura resultante tiene sección triangular en los arranques y trapecial en clave.

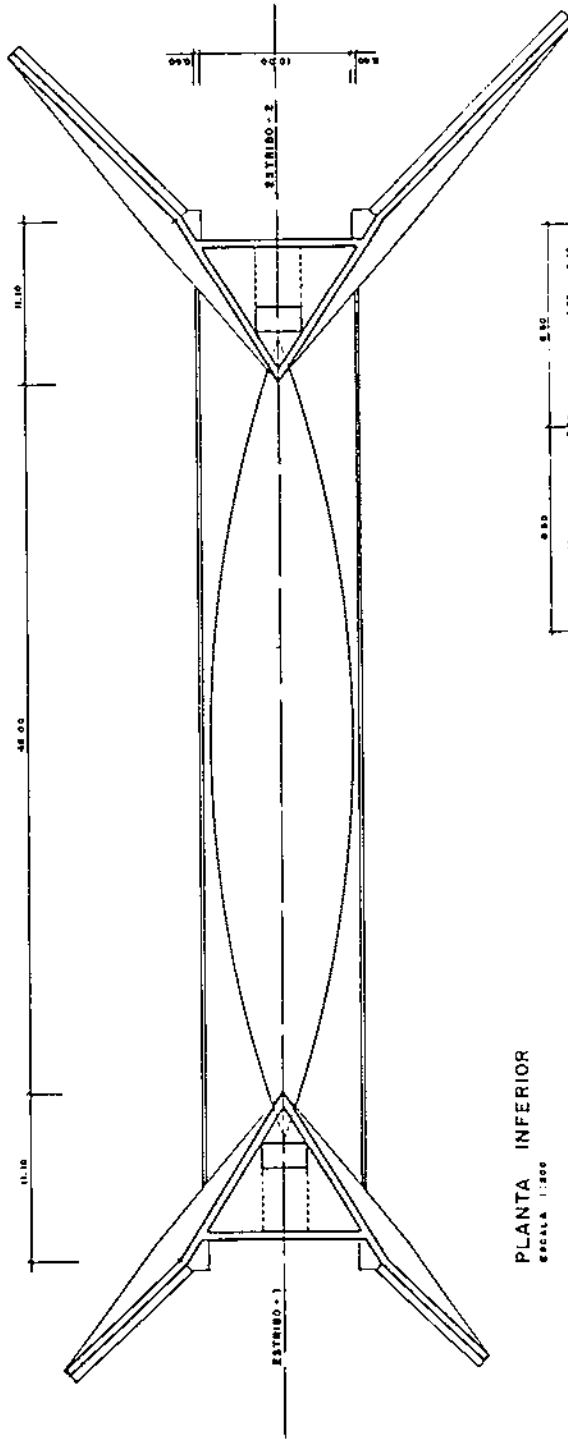
Los estribos son pirámides de base trapecial, con el vértice bajo el arranque del arco y la base en el contacto con las tierras del terraplén de acceso; de esta forma el arco se apoya sobre un triángulo de dimensiones análogas a las de los arranques.

En principio se consideró que, dada la forma del puente, la solución estructural más adecuada era un arco empotrado en los estribos; pero la enorme variación de rigidez del arco hacía que, para las variaciones de temperatura, los esfuerzos en la estructura fueran inadmisibles; por ello se proyectó un arco biarticulado.

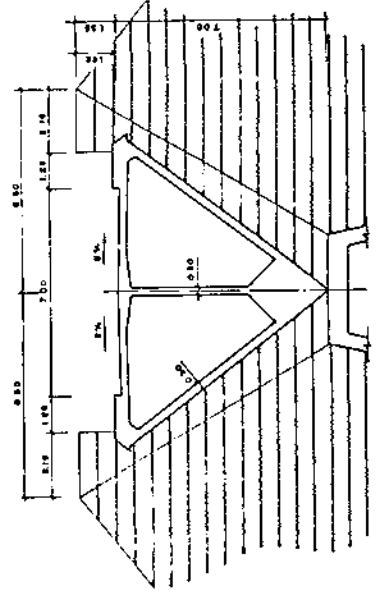
Para conseguir el máximo peralte en el arco, las articulaciones deben situarse en la sección de arranques, lo más cerca posible del borde inferior, y dada la forma triangular de esta sección en el borde inferior sólo podía colocarse una articulación de neopreno, confinado en cazoleta metálica. Con un solo apoyo en cada extremo, el puente no es estable transversalmente porque puede volcar para cargas descentradas respecto de su eje; la estabilidad se ha conseguido median-



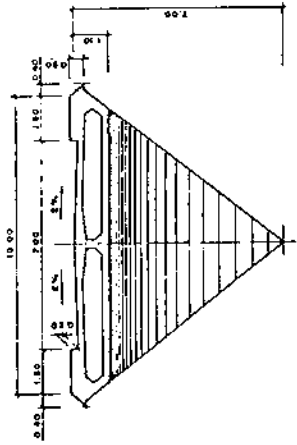
ALZADO GENERAL
ESCALA 1:200



PLANTA INFERIOR
ESCALA 1:200



SECCION POR APOYO
ESCALA 1:100



SECCION POR VANO
ESCALA 1:100

Fig. 1. Plano general del puente.

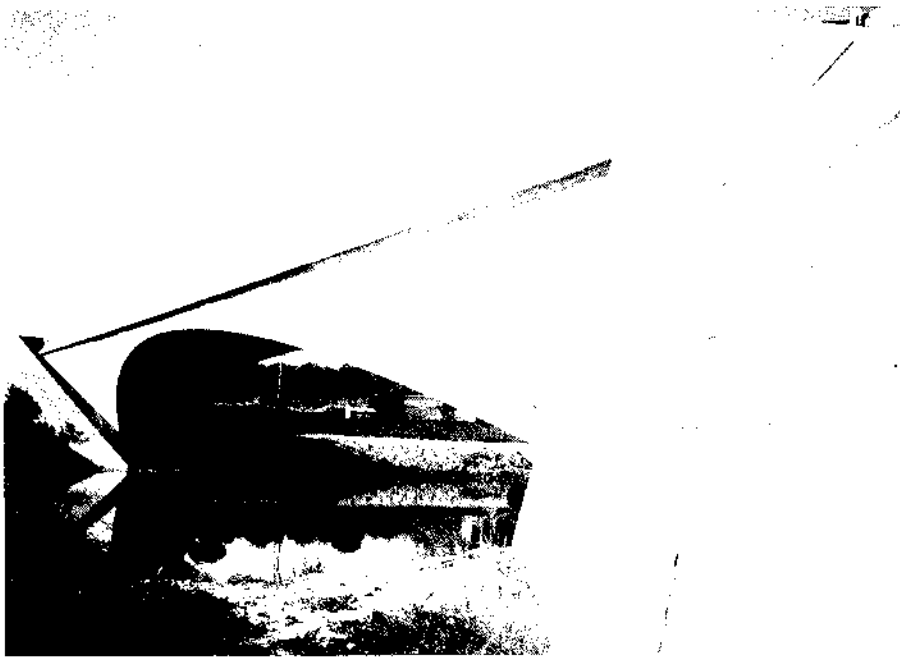


Fig. 2. Vista general del puente desde aguas abajo.

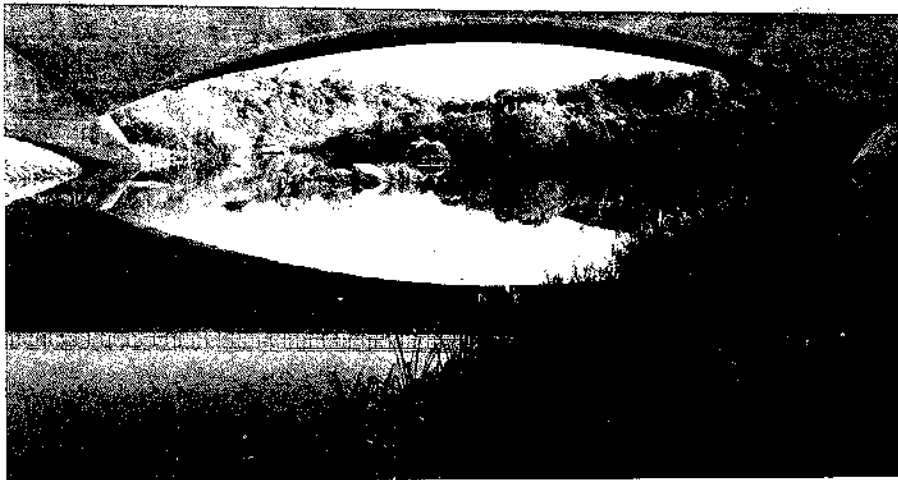


Fig. 3. Vista general del puente desde aguas arriba.

te un apoyo horizontal en el borde superior de la sección de arranques, anclado con barras horizontales, que resiste con el apoyo inferior el par que producen las cargas excéntricas en el puente; este apoyo debe permitir los desplazamientos longitudinales que produce el giro de la articulación del arco situada en el borde inferior de la sección de arranques.

El proyecto fue realizado para la Comunidad de Madrid, dirigido por el ingeniero Juan José Alvarez González.

Lo construyó Fernández Constructor, S.A., bajo la dirección de Carlos Millán y Francisco Iniesta, de la Comunidad de Madrid.

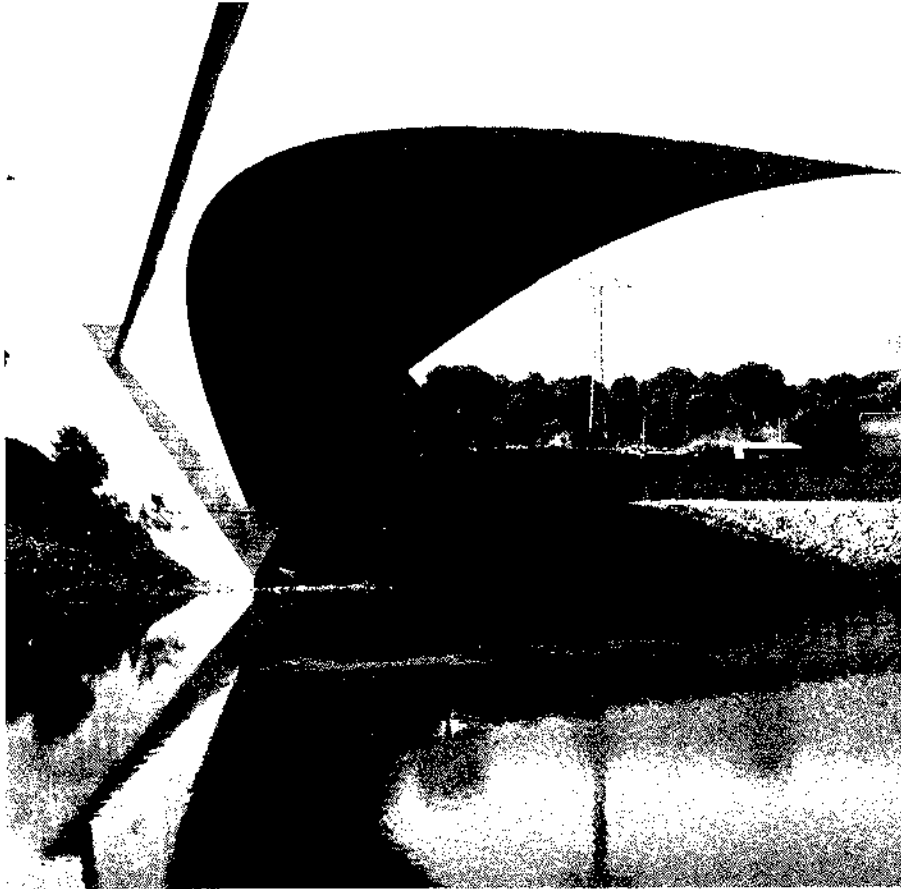


Fig. 4. Estribo margen derecha.

RESUMEN

Este puente sustituye a un arco de piedra construido por Juan de Herrera en el S. XVI para el camino de Madrid a El Escorial.

El nuevo puente es también un arco tímpano, articulado en los extremos y apoyado en dos estribos con forma piramidal.

SUMMARY

This bridge substitutes a stone arch which was built by Juan de Herrera in the XVIth Century for the road from Madrid to El Escorial.

The new bridge is also a tympan arch; it is hinged at the extremes and it is supported on two pyramidal abutments.

* * *

Ultimas publicaciones del Betonvereniging

La Asociación Holandesa del Hormigón (Betonvereniging) nos informa que, recientemente, ha puesto a la venta las versiones en inglés de las siguientes publicaciones:

—CUR-recommendation nº 20 "Determination of the bond strength of mortars on concrete".

—CUR-recommendation nº 21 "Concrete repaire with polymermodified cement mortars".

Los interesados en adquirir estas publicaciones deberán dirigir sus pedidos a:

Ir. P. Bloklandhuis
Büchnerweg 3
Postbus 411
2800 AK GOUDA - Holanda
Tel.: 01820-39233
Fax: 01820-37510

Puentes empujados, en México

Leonardo Fernández Troyano
Javier Manterola Armisén

La construcción de una serie de puentes empujados, en México, proyectados por nosotros, tanto para los ferrocarriles como para las carreteras federales, ha dado lugar a que la administración mexicana se encuentre con una serie de medios auxiliares para construir puentes de este tipo, que ha tratado de rentabilizar utilizándolos el máximo número de veces posible.

Esto nos ha llevado a realizar una serie de proyectos análogos, para que sirvieran los mismos encofrados y picos de lanzamiento de los puentes anteriores, generándose así familias de puentes de los que hay varios construidos.

I. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

En todos los puentes empujados construidos en México, hemos utilizado el mismo procedimiento para la construcción de las dovelas en el parque, y en la mayoría de ellos hemos hecho el proyecto completo del puente y medios auxiliares: parques de construcción, picos de lanzamiento y encofrados.

El sistema utilizado para construir las dovelas ha sido, en casi todos ellos, de dos fases: en una primera se hormigona la losa inferior y el arranque de las almas, y en la segunda, una vez movido el puente, el resto de almas y la losa superior.

La primera fase se hormigona sobre dos patines fijos metálicos, perfectamente nivelados (errores menores de 1 milímetro), situados en las bandas sobre las que va a apoyarse el puente al avanzar; son los bordes del fondo del cajón. El encofrado del resto del fondo entre estas dos bandas es móvil, para poderlo bajar antes de empujar el puente, que se moverá deslizando sobre las bandas fijas de los bordes.

Una vez movido el puente, la U formada por el fondo del cajón y el arranque de las almas, pasa a una segunda zona donde están situados los encofrados del resto de las almas y losa superior; en esta zona la U inferior se apoya, en puntos aislados, sobre almohadillas de neopreno y teflón, sobre las que desliza el puente a la hora de moverse. Terminado el cajón, el puente sigue por el parque sobre apoyos aislados, hasta llegar al estribo donde están situados los gatos de empuje de doble efecto: en el momento de moverse, el puente se apoya sobre gatos verticales que le transmiten el movimiento de los gatos horizontales, y en el momento de recuperar el gato horizontal para un nuevo movimiento, el gato vertical no deberá tener carga, apoyándose el puente sobre el estribo.

Los gatos de empuje suelen situarse en el estribo o en la primera pila; ello obliga, normalmente, a una primera posición provisional de los gatos en el parque, para efectuar los primeros movimientos. En algunas ocasiones, en las pri-

meras y en las últimas fases de empuje, falta carga vertical en los gatos para que la fuerza horizontal debida al rozamiento entre estos y el hormigón del tablero sea mayor que la fuerza horizontal debida al rozamiento de los apoyos de neopreno-teflón y de los patines fijos del parque; en estos casos resulta necesario tirar, mediante barras ancladas a los gatos y al fondo del cajón del puente.

En los apoyos sobre pilas hemos utilizado dos sistemas diferentes:

a) Utilizar para el movimiento del puente tacos de hormigón, con chapa de acero inoxidable encima, sobre los que deslizan las almohadillas de neopreno teflón que sirven para mover el tablero. Una vez terminado el movimiento, y con el puente ya en su posición definitiva, los tacos de hormigón se sustituyen por los apoyos definitivos, que normalmente serán de neopreno-teflón.

b) Utilizar los apoyos definitivos, desde el principio, con una chapa superior de acero inoxidable sobre la que deslizan las almohadillas que van moviendo el puente. Una vez situado el puente en su posición definitiva, se quitan las almohadillas y se fija el apoyo a la pila.

II. PROBLEMAS DEBIDOS A LOS EFECTOS SISMICOS

El problema más singular que nos han planteado la mayoría de los puentes en México es el debido a las fuertes acciones que producen en ellos los movimientos sísmicos.

Ello ha obligado a dimensionar los apoyos y las pilas para las oscilaciones transversales al puente, y a anclar el puente en un estribo para las oscilaciones longitudinales.

Al tratarse de puentes largos, la fuerza longitudinal generada por el sismo es muy grande y ello ha obligado a disposiciones singulares para anclar el estribo al terreno. Se han utilizado dos soluciones:

a) Anclar el estribo directamente al terreno mediante anclajes pretensados. Esta solución necesita un buen terreno de cimentación, para poder anclar los tirantes y para soportar la carga contraria cuando la fuerza del sismo empuja contra el terreno.

b) Utilizar como anclaje el parque de fabricación del tablero.

El parque de fabricación del tablero y su prolongación hasta el estribo es, en realidad, una viga apoyada en el terreno, con sección en forma de U. Para conseguir que sirva de anclaje, esta viga se une al estribo mediante un pretensado longitudinal a ella y anclado en la cabeza del estribo.

Una vez terminado el puente, el patio de fabricación queda enterrado y por tanto se tiene una fuerza de rozamiento entre el patio y el terreno, suficiente en la mayoría de los casos para resistir la fuerza longitudinal que produce el sismo.

En otros casos, si el terreno es malo, el patio de cimentación ha necesitado pilotes de pequeño diámetro, repartidos a lo largo de él, para evitar que se produzcan asentamientos, que son inadmisibles en el parque, donde se requieren precisiones de nivelación milimétricas. A estos pilotes deberá darse inclinación alternada, para conseguir con ello transmitir al terreno las cargas horizontales, de uno y otro signo, del sismo.

III. PUENTES CONSTRUIDOS

El primer puente empujado que construimos en México fue el de Tula, para ferrocarril, con luces de $40+5 \times 52+40$, terminado en 1982.

Este puente era para doble vía y se proyectó con doble cajón, de 4 metros de canto, apoyados en una misma pila. La solución de hacer dos cajones en vez de uno se hizo con la idea de utilizar los mismos medios auxiliares en el lanzamiento de ambos. Al construir el puente, la necesidad de terminar la obra en un plazo breve, obligó a construir los dos cajones a la vez, haciendo dos parques, desfasados longitudinalmente, y dos picos de lanzamiento.

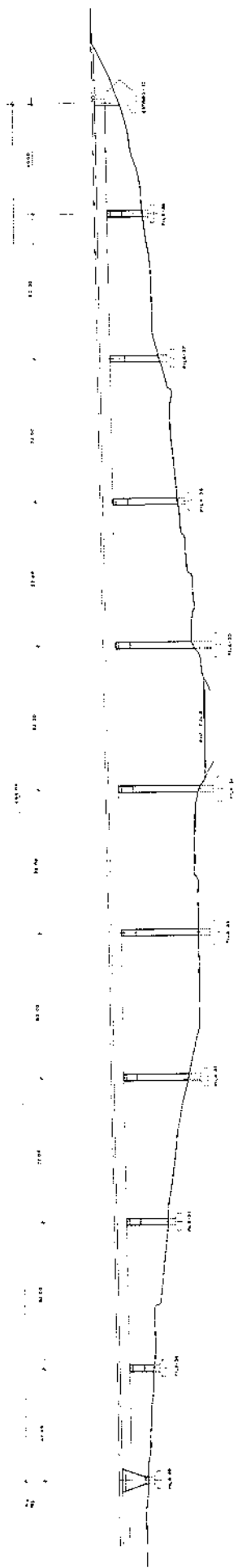
Con las mismas dimensiones se hizo el puente de Atoyac-Chiquihuite, también para doble vía, y posteriormente el puente de San Juan, para vía única y pilas de 80 metros de altura.

Para carreteras federales, el primer puente empujado que se proyectó fue el de Badiraguato, con luces de $40+3 \times 48+40$; tiene un solo cajón, de 2,45 metros de canto y 4 metros de ancho, para un tablero de 10 metros.

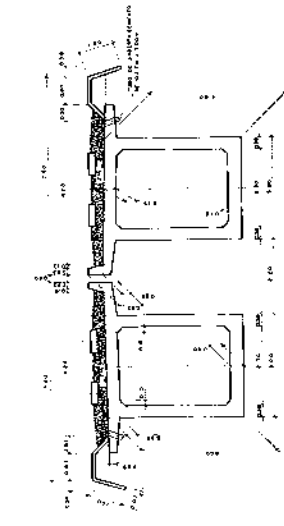
El segundo puente fue el de la Marquesa, en la autovía México Cuernavaca, con luces de $45+4 \times 60+45$, con una curva circular en planta de 350 metros, desdoblado en dos tableros independientes, de 16,90 metros de ancho. El cajón tiene forma trapecial, con un canto de 3,60 metros y anchos de 7,60 metros en la base inferior y 9,0 metros en la base superior.

Las dimensiones del cajón, las luces de este puente, su surtatura y su pendiente, hacen de este puente una obra singular dentro de los empujados.

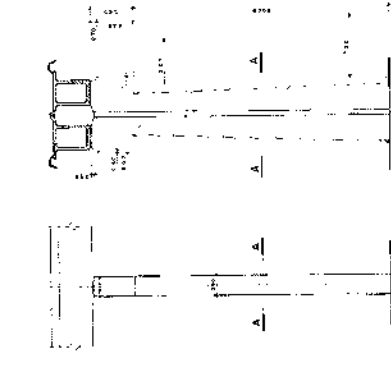
Igual que en el puente Tula, la urgencia de la obra obligó a empujar los dos cajones a la vez, necesitándose, por tanto, doble juego de encofrados y de picos de lanzamiento. Estos se han vuelto a utilizar en dos viaductos sobre el río Tuxpan, cerca de Atenquique, muy próximos y de características análogas.



ALZADO GENERAL
Escala 1:100



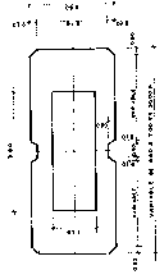
SECCION TRANSVERSAL
Escala 1:100



ALZADO LATERAL DE PILA
Escala 1:100

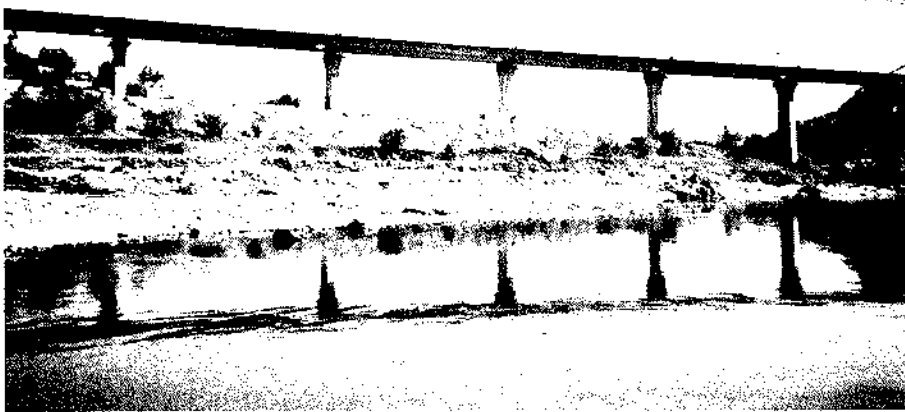
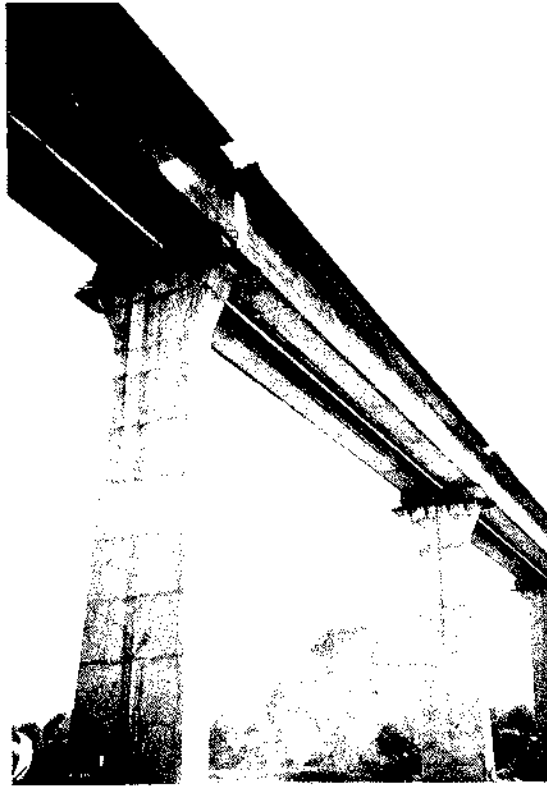


ALZADO FRONTAL DE PILA
Escala 1:100

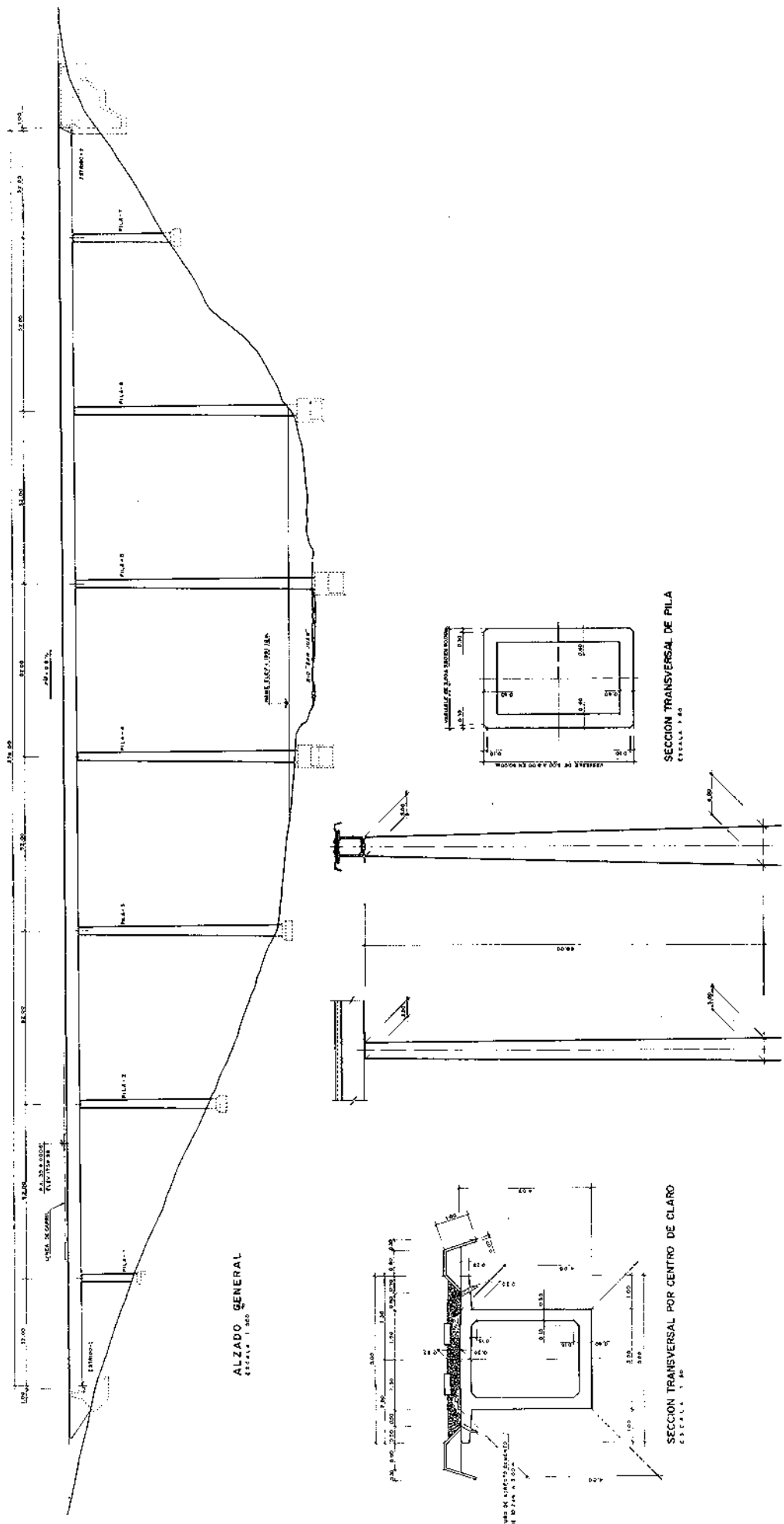


SECCION A-A
Escala 1:100

Piano general del puente de ferrocarril sobre el río Tula, en la línea México-Querétaro.

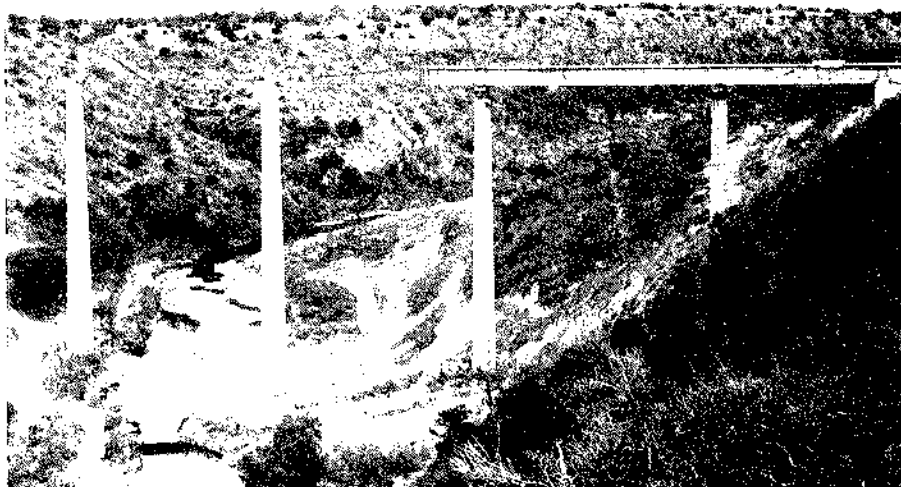


Vistas del viaducto del río Tula.

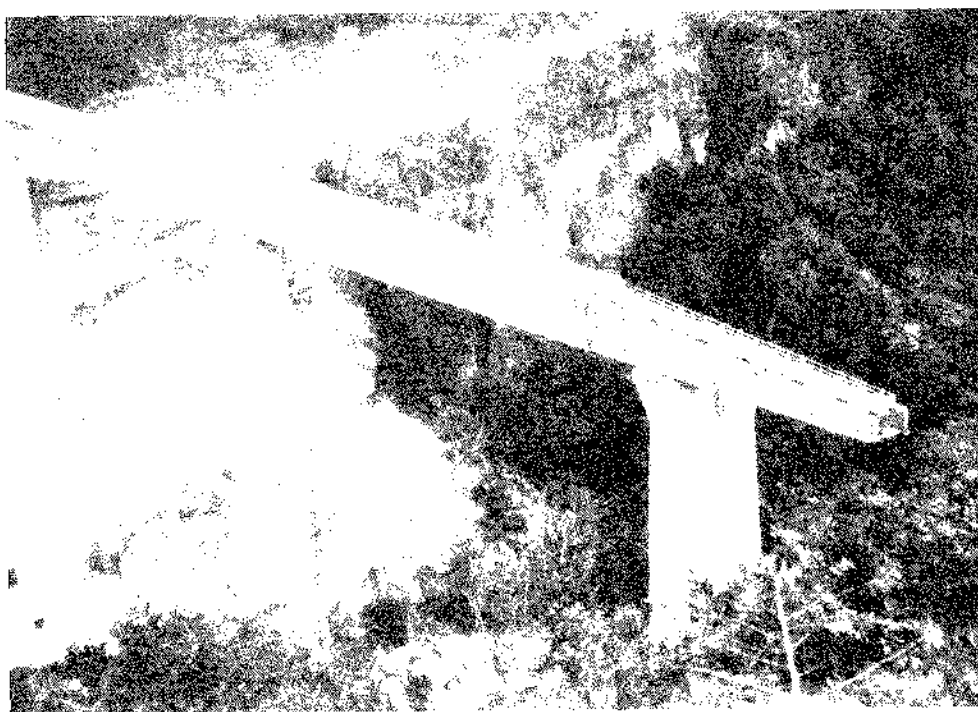


VISTA LATERAL DE PILA ESCALA 1:200 VISTA FRONTAL DE PILA ESCALA 1:200

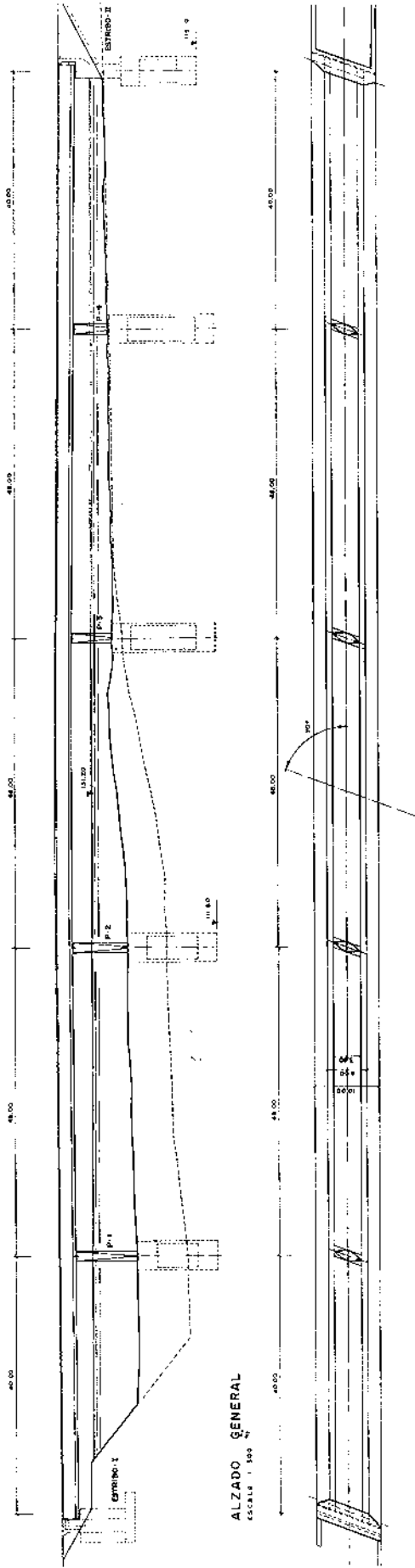
Plano general del viaducto de ferrocarril sobre el río San Juan en la línea Guadalajara-Saltillo.



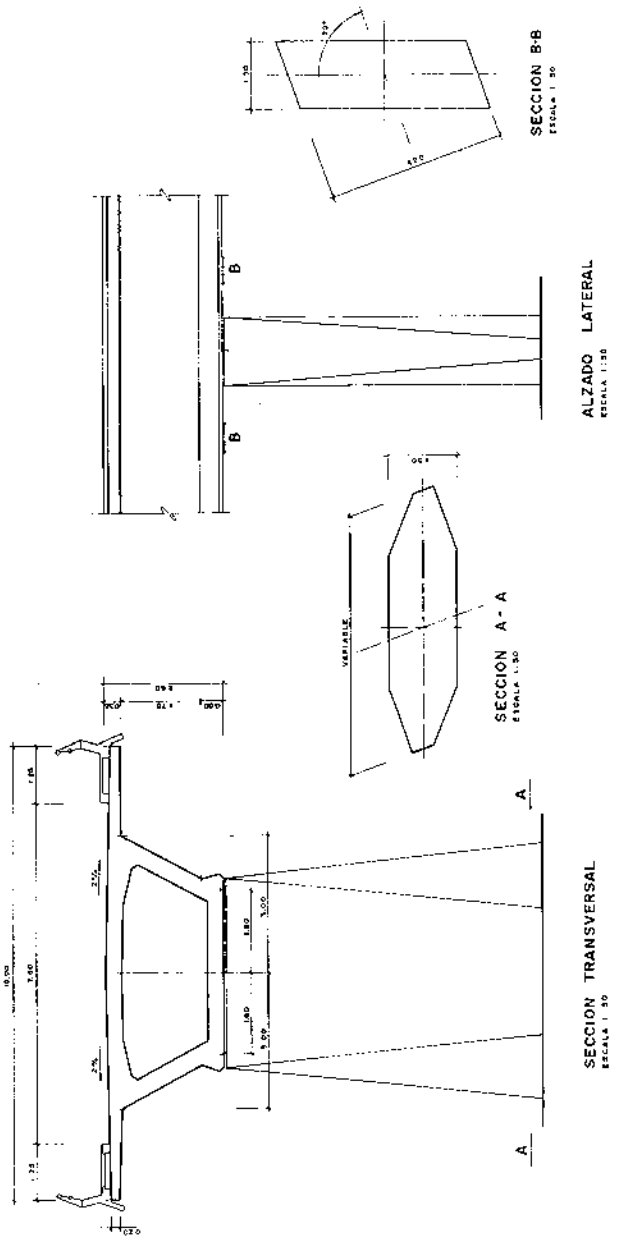
El puente sobre el río San Juan, durante el empujado.



El puente de ferrocarril de Atoyac, en la línea México-Veracruz, durante el empujado.



PLANTA GENERAL INFERIOR
ESCALA 1:500



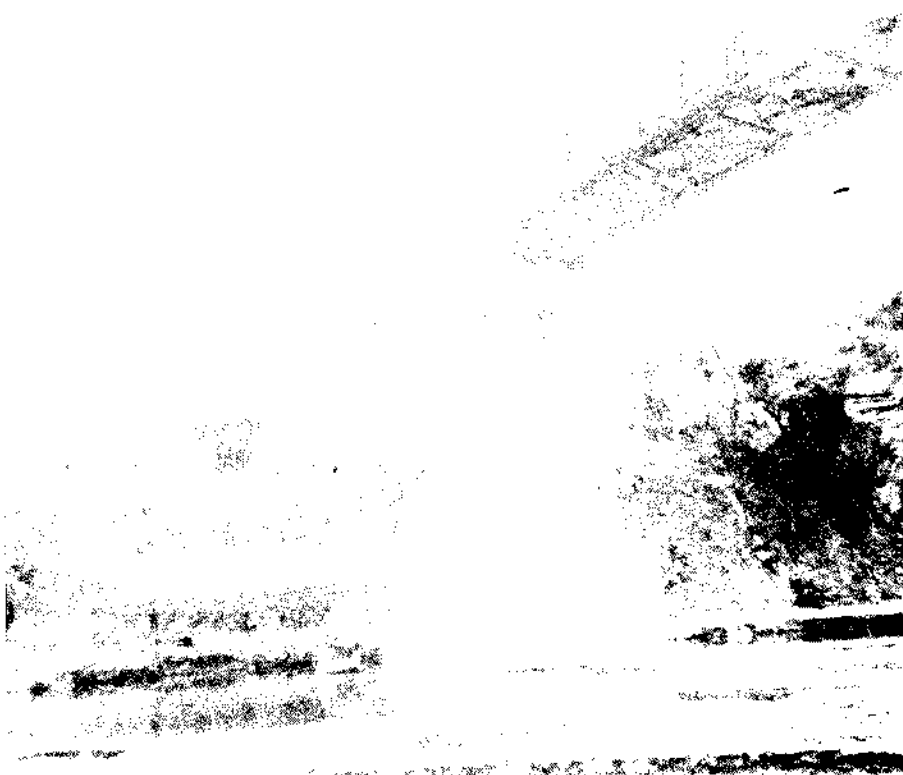
SECCION TRANSVERSAL
ESCALA 1:50

ALZADO LATERAL
ESCALA 1:50

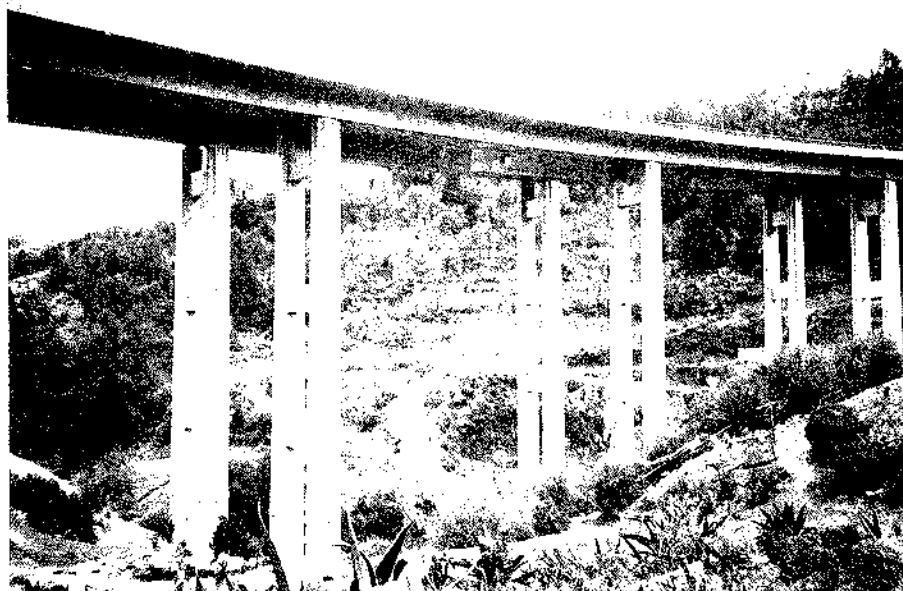
SECCION A-A
ESCALA 1:50

SECCION B-B
ESCALA 1:50

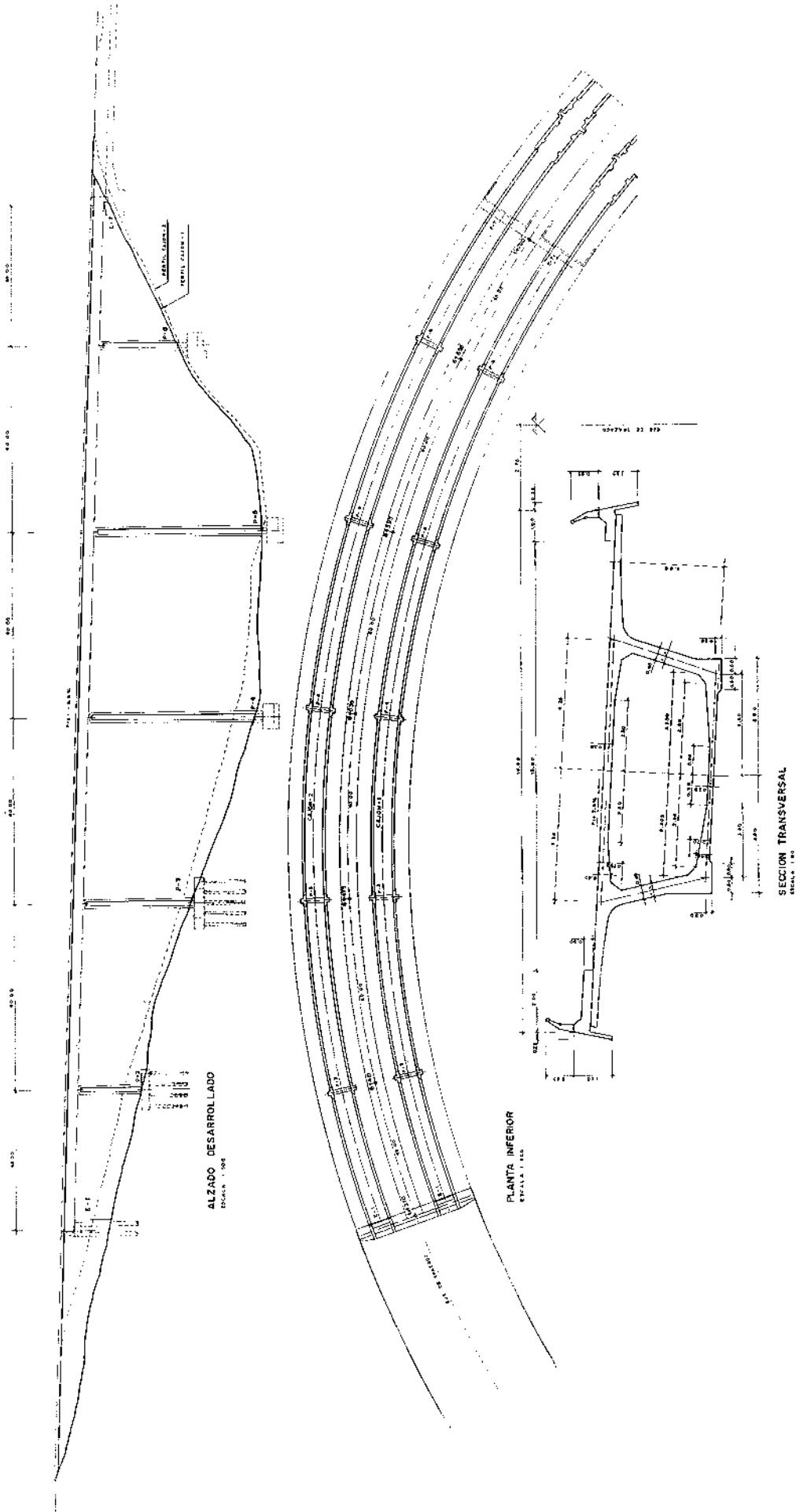
Plano general del puente sobre el río Badiraguato, en la carretera de Culiacan a Hidalgo del Parral.



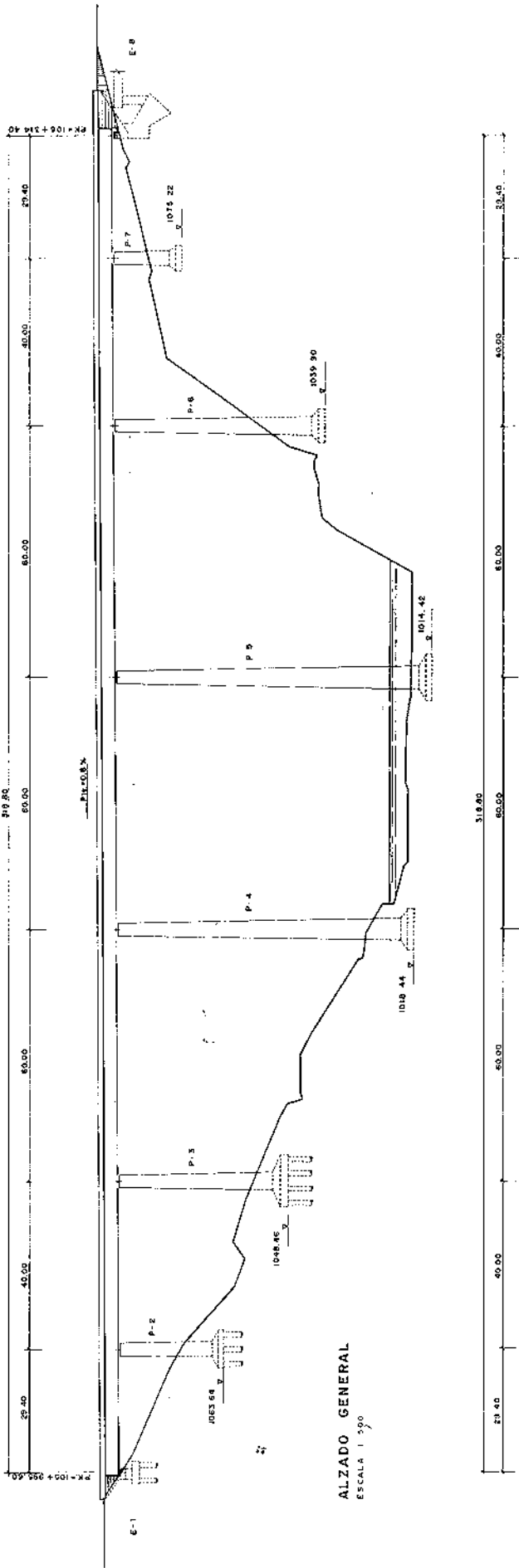
El puente de Badiraguato, durante el empujado.



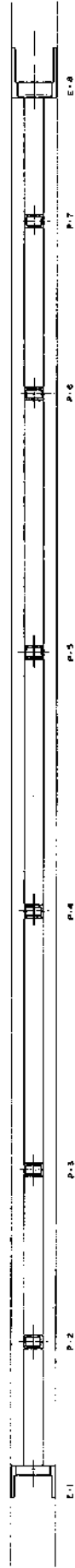
El viaducto de la Marquesa, terminado.



Plano general del viaducto de la Marquessa, en la autopista México-Cuernavaca.



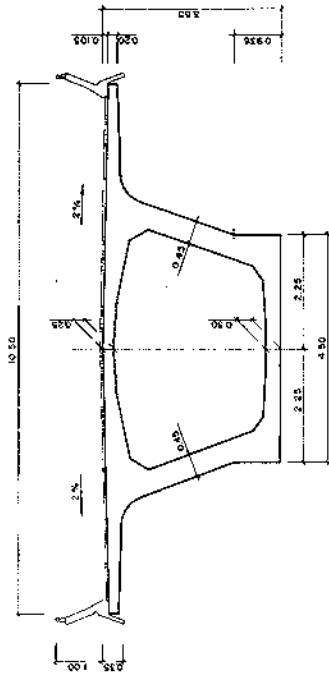
ALZADO GENERAL
ESCALA 1:500



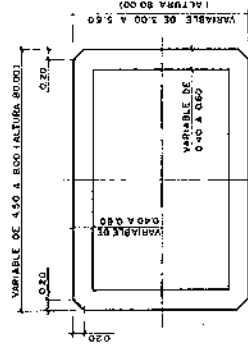
PLANTA INFERIOR
ESCALA 1:500



ALZADO DE PILA
ESCALA 1:250

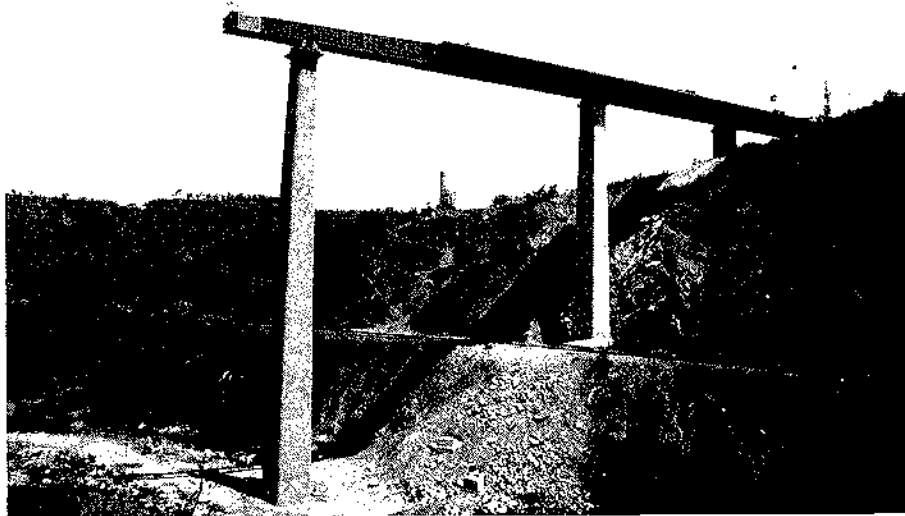


SECCION TRANSVERSAL
ESCALA 1:50



SECCION DE PILA
ESCALA 1:30

Plano general del viaducto Atenquique-I, en la carretera Guadajajara-Colina.



El viaducto Atenquique-I, durante el empujado.

Estos viaductos tienen longitudes de 318,8 y 438,8 metros, con pilas que llegan a una altura de 78 metros. El reparto de luces ha sido de 30+40+3 x 60+40+30 en el Atenquique 1 y de 30+40+5 x 60+30+40 en el Atenquique 2. Al ser dos puentes rectos, para carretera de dos carriles, con 10,50 metros de ancho, ha sido necesario efectuar una rectificación de los encofrados y del pico de lanzamiento para quitarles la curva en planta del puente de la Marquesa. El cajón de los Atenquiques es trapecial y tiene un canto de 3,55 m. El ancho en la base inferior es de 4,50 m y en la superior de 6,50.

Todos estos proyectos se han realizado en colaboración con Mexicana de Prefuerzo S.A. de C.V., empresa dedicada a la tecnología de los puentes, y que en la mayoría de ellos ha efectuado el pretensado y ha suministrado todos los equipos necesarios para las operaciones de empujado.

RESUMEN

En México se han construido una serie de puentes empujados, para carretera y para ferrocarril, con unos medios auxiliares fabricados para unos puentes iniciales, que se han reutilizado repetidamente.

En todos ellos el grado sísmico de proyecto es muy alto y por tanto es necesario anclar los tableros a un estribo. La fijación del estribo al terreno se hace mediante anclajes pretensados o con el propio parque de prefabricación, que se deja enterrado y unido al estribo.

Para los ferrocarriles mexicanos se ha construido el puente sobre el río Tula, el de Atoyac-Chiquihuite y el del río San Juan, todos con luces de 52 metros.

Para las carreteras federales se ha construido el puente sobre el río Badiraguato, con luces de 48 metros, el de la Marquesa, curvo y con luces de 60 metros, y los de Atenquiques, sobre el río Tuxpan, también con luces de 60 metros.

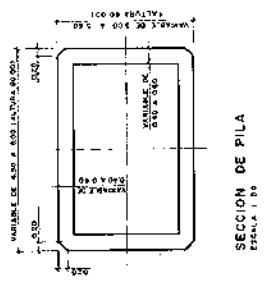
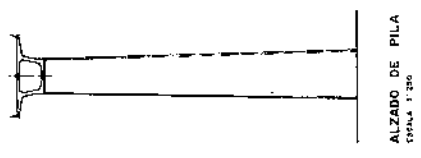
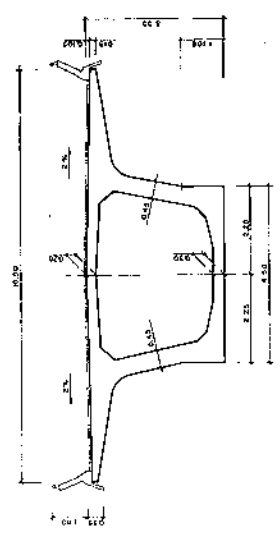
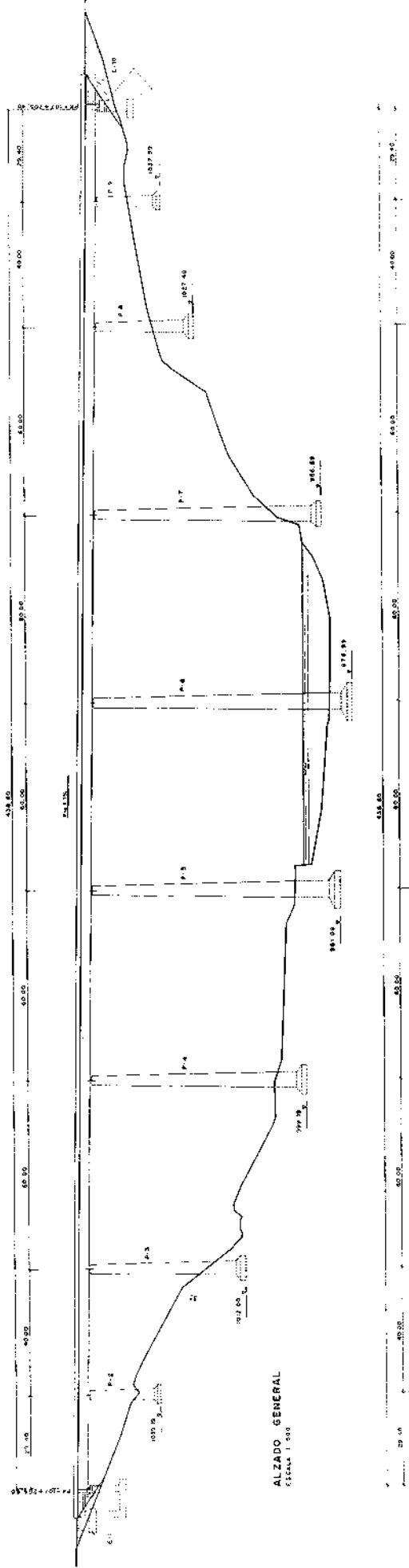
SUMMARY

A series of road and railroad pushed bridges have been built by using the same equipment which was made for other bridges some years ago and it has been reused many times.

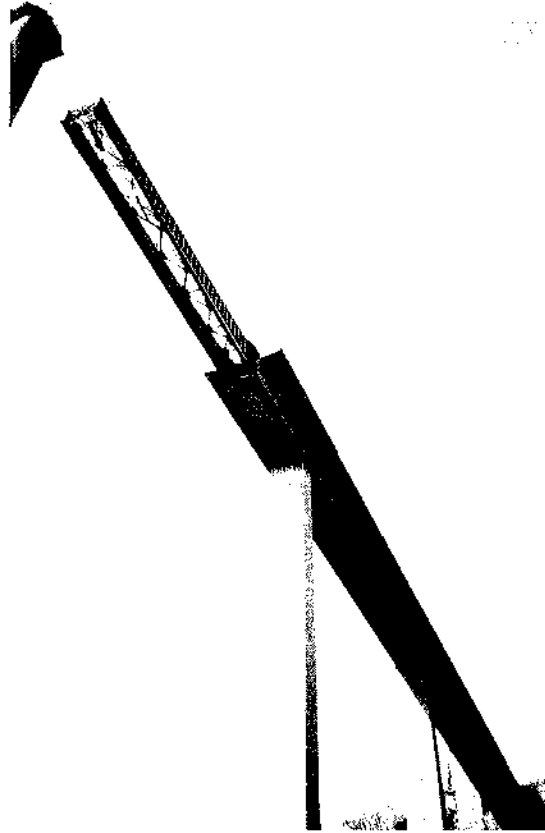
Since seismic intensity is very high for all of them, it has been found necessary to anchor the decks to one of the abutments. The connection of the abutments to the ground is made by prestressed anchorages or by means of the prefabrication workshop which is left buried and connected to the abutment.

The Tula river, the Atoyac-Chiquihuite and the San Juan river bridges, all of them with 52 m long spans, have been built for the Mexican railroad company.

The Badiraguato river bridge, with 48 m long spans, the Marquesa bridge, with curved shape and 60 m long spans, and the Atenquiques bridges over the Tuxpan river, with 60 m long spans, have been built for the federal highways.



Plano general del viaducto Antenique II, situado a 1 Km. del anterior.



Vistas del viaducto Atenquique II, durante el empujado.

Reunión del Consejo de la FIP

El lunes día 2 del pasado septiembre y coincidiendo con el Simposio Internacional sobre "Modernas aplicaciones del hormigón pretensado" que, para los días 3 al 6 del citado mes, habían organizado la Asociación China de la Ciencia y Tecnología (CAST) y la Federación Internacional del Pretensado, se celebró en Beijing (China) la segunda reunión del Consejo de la FIP correspondiente al presente año 1991.

En ella, bajo la presidencia del Profesor René Walther, participaron 20 delegados en representación de quince de los países integrados en la Federación. En esta reunión, intervino el Sr. Piñeiro como representante del Grupo Nacional Español, la A.T.E.P.

Para general conocimiento y debida información de nuestros Asociados, a continuación se comentan los principales temas tratados, dentro del Orden del Día previsto.

—En primer lugar el Profesor Walther informó que el Dr. Martín Fenz (Vicepresidente del Grupo Nacional de Austria) y su esposa, habían fallecido a consecuencia de un desgraciado accidente de aviación ocurrido en Tailandia, el pasado 26 de mayo.

El Dr. Fenz era un activo y popular Miembro del Consejo de la FIP, al que durante muchos años prestó una muy valiosa colaboración. También era Miembro de dos de las Comisiones Técnicas ("Práctica de Cálculo" y "Práctica constructiva").

Su trágica muerte ha sido muy sinceramente lamentada por cuantos le conocieron y tuvieron ocasión de compartir con él muchas jornadas de trabajo.

—Se dió cuenta de que, con motivo del XII Congreso de la FIP, que habrá de celebrarse en Washington, en mayo-junio de 1994, se ha convocado un nuevo Concurso para la concesión de los Premios que tiene establecidos la Federación para las estructuras más destacadas, tanto en el campo de la Edificación como en el de la Ingeniería Civil, que hayan sido construidas en el intervalo entre dos de sus Congresos Internacionales. En este caso, entrarán en Concurso las obras terminadas después del 31 de diciembre de 1989.

—Se comentó ampliamente la actual situación de las negociaciones que se están desarro-

llando en relación con el establecimiento de una colaboración, lo más amplia posible, entre las diversas Asociaciones Técnicas Internacionales. Se tropieza con muchas dificultades para llegar a una solución que resulte aceptable por las distintas Asociaciones interesadas, debido, principalmente, a que ninguna de ellas quiere perder nada de su autonomía. No obstante se va avanzando poco a poco. Recientemente, ha sido aprobada, por mayoría absoluta, la Carta Constitucional que fija las líneas generales que habrán de regular la pretendida colaboración entre Asociaciones. A pesar de ello, por el momento, el único acuerdo efectivo es el de que las convocatorias a los Congresos, Simposios, etc., que se piensen organizar, deberán someterse previamente, con la suficiente antelación, a la aprobación del Comité Internacional de Enlace, con el objeto de evitar interferencias y poder fijar un programa compatible, para las distintas Reuniones Internacionales previstas.

—Se anunció que, en fecha inmediata, se pondrá a la venta una nueva publicación de la FIP con el título "Quality Assurance for Hollow Core Slabs", y que está en estudio otra sobre "Acceptance of post-tensioning systems".

—Se anunció que, con motivo del Simposio que en mayo de 1992 va a celebrarse en Budapest, se impondrá la Medalla de la FIP al Profesor Tassi y al Dr. Garay, de Hungría y a Mr. Peter Matt, de Suiza.

—Se presentaron y aprobaron los programas de los Simposios Internacionales que habrán de celebrarse en Budapest (1992) y Tokio (1993).

—Se informó sobre la marcha satisfactoria de los trabajos de organización del próximo Congreso de la FIP, programado para los días 29 de mayo a 3 de junio de 1994, en Washington.

—Se dió cuenta de haberse recibido invitación para que el Simposio de 1995 se celebre en Brisbane (Australia). Para 1996 aún no hay nada previsto.

—Se acordó que el Congreso de 1998 se celebre en Amsterdam (Holanda).

—La próxima reunión del Consejo de la FIP se celebrará en mayo de 1992, en Budapest, coincidiendo con el Simposio programado en dicha ciudad.

Viaducto de la barranca de Metlac, cerca de Fortín de las Flores, en México

Leonardo Fernández Troyano
Javier Manterola Armisén

La barranca de Metlac obligaba al ferrocarril México-Veracruz a bajar hasta su fondo, cruzar el río, y subir por la ladera opuesta, con unas pendientes que, como hemos presenciado en varias ocasiones, obligaban a los trenes a subir con una velocidad de paso de hombre.

La pérdida de tiempo y dinero que ello suponía, podía evitarse con un viaducto de 430 metros de longitud y una altura de 120 metros sobre el fondo de la barranca, que pasara con rasante casi horizontal de borde a borde.

La solución adoptada para este viaducto, después de tantear varias soluciones, desde un arco hasta un puente atirantado, fue una viga continua, de canto constante, con luces de 65+85+90+85+70+35. Dada la profundidad del barranco, la altura máxima de pilas es de 112 metros, desde arranque en zapatas hasta la base del cajón del tablero.

Este puente, para doble vía, se proyectó con un solo cajón rectangular, de 6,50 metros de canto, 5,90 metros de ancho y una plataforma superior de 10 metros de ancho. El eje de cada vía coincide con el eje de cada alma del cajón, evitándose así flexiones transversales en él. El espesor de las almas es de 0,70 metros y el de la losa inferior varía de 1 metro en los arranques de los vanos de mayor luz, a 0,60 metros en los centros de los vanos.

Las pilas tienen sección en cajón rectangular, con dimensiones variables de base a coronación. La más alta, de 112 metros de altura, varía desde 6,20x12,60 metros y un espesor de paredes de 0,80 en la base, a 5,9x4 metros y un espesor de paredes de 0,40 en coronación.

Las cimentaciones son directas. La pila más alta tiene una zapata de 27x13 metros y un canto máximo de 7 metros. Dadas las enormes dimensiones de estas zapatas, se decidió pretensarlas parcialmente para evitar la posible fisuración por retracción y calor de fraguado del hormigón.

El problema que más ha condicionado el proyecto de este viaducto ha sido el efecto de las acciones sísmicas, debido al alto grado sísmico de la zona, agravado porque la barranca de Metlac está considerada como una posible falla activa. Estos problemas han determinado, en gran parte, la morfología del viaducto:

En primer lugar, la viga continua del tablero se interrumpió en el vano central, mediante un tramo apoyado, de forma que, de producirse un movimiento de la falla en el fondo de la barranca, el viaducto tenga la máxima capacidad posible de deformación.

En segundo lugar, los efectos transversales del sismo, al no darse continuidad a la viga en el centro, producían deformaciones transversales muy grandes en el tablero y pilas; los giros que estas deformaciones producían en el tablero, inducían en las pilas centrales un momento torsor excesivo para ellas, lo que obligó a desvincularlas del tablero para los giros horizontales. El momento flector horizontal que era necesario transmitir a los estribos por el efecto sísmico transversal, obligó a empotrar el tablero en ellos. No podía resolverse este problema desvinculando ambos elementos al giro horizontal, porque el tablero tenía que estar necesariamente anclado al estribo para transmitirle las fuerzas debidas al efecto sísmico longitudinal al puente.

En tercer lugar, los efectos longitudinales producen una fuerza sobre los estribos que es necesario anclar mediante anclajes al terreno, pretensados. Al estar el tablero interrumpido en el centro, cada semipuente se ancla en su estribo.

Las pilas centrales, que son las de mayor altura, no necesitan apoyo deslizante en cabeza para las dilataciones del tablero por temperatura, porque su esbeltez admite estas deformaciones con momentos flectores mínimos en ellas.

Esto ha permitido hacer en las pilas altas una

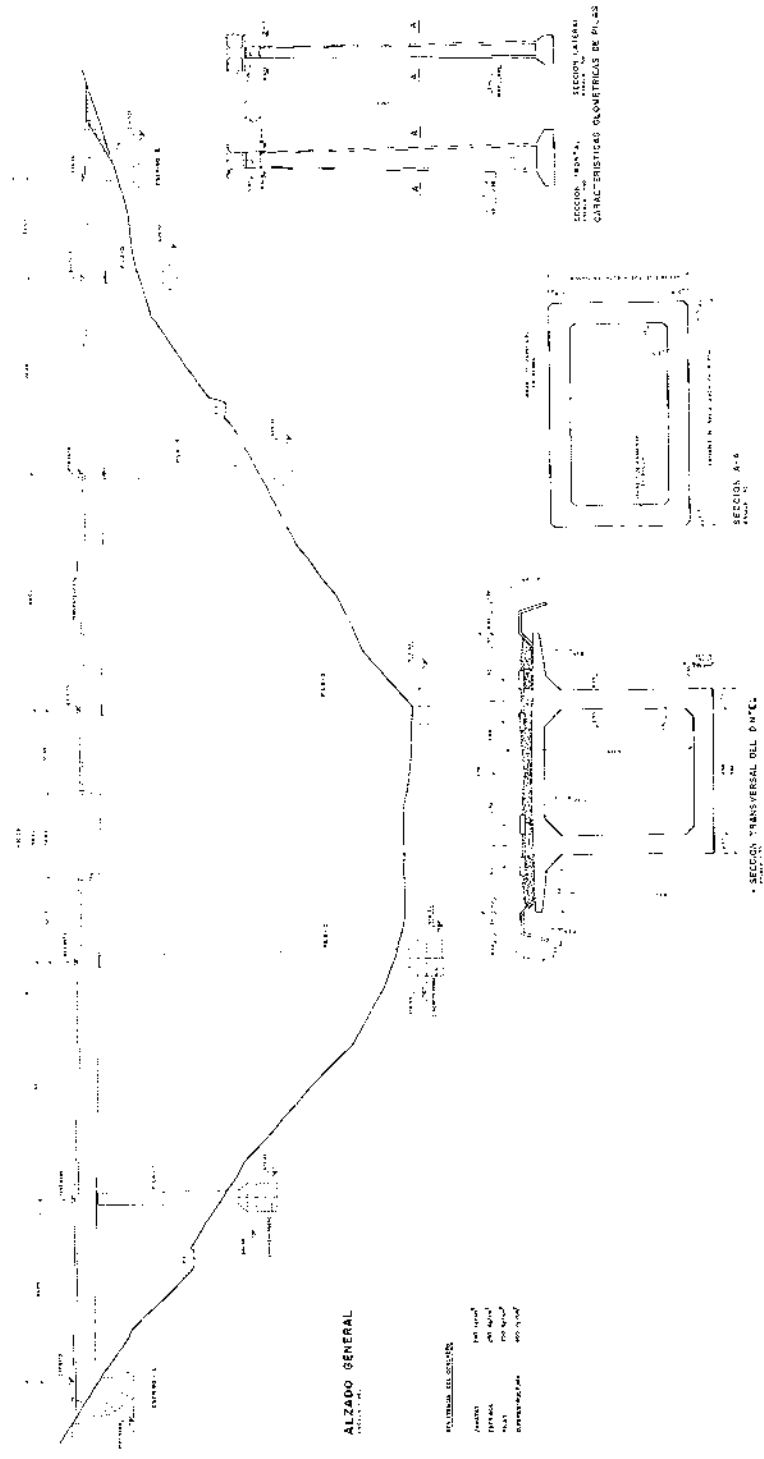


Fig. 1. Plano general.



Fig. 2. Vista aérea general del puente. El nuevo puente de ferrocarril está muy próximo al de carretera y por ello se produce confusión de pilas.

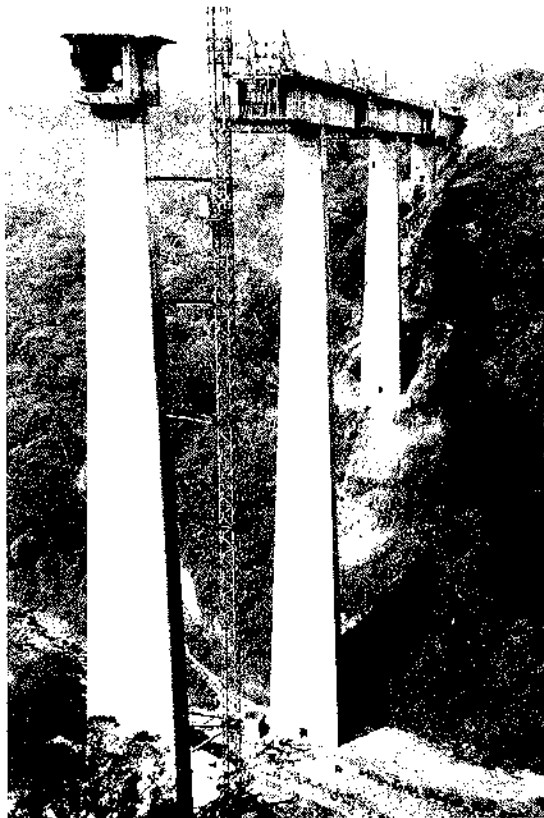


Fig. 3. Pilas de 112 metros de altura.



Fig. 4a)

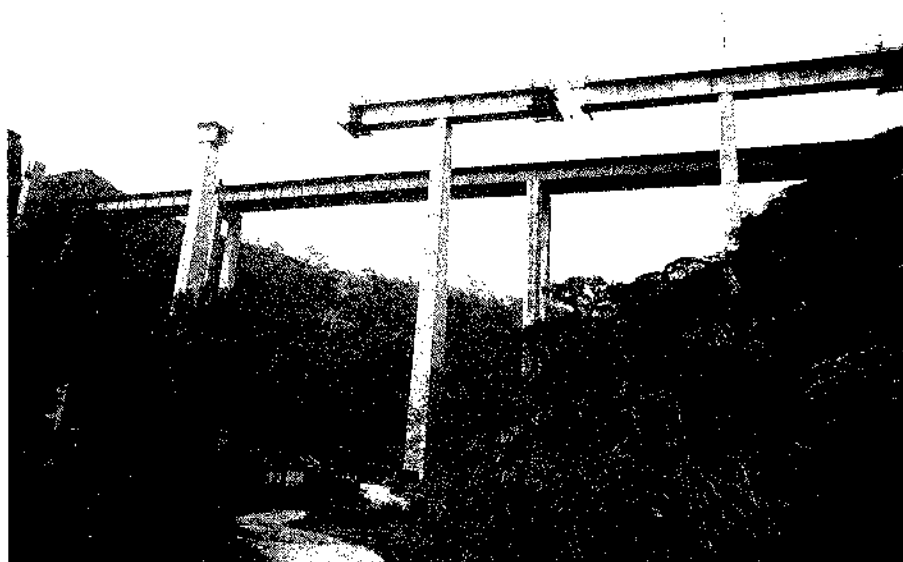


Fig. 4b)

Fig. 4a y 4b. Construcción del doble voladizo simétrico, desde una de las pilas.

articulación fija, en sentido longitudinal, entre el tablero y las pilas; sistema que tiene la ventaja de que, para los efectos sísmicos longitudinales, la pila se apoya en el tablero, reduciéndose así los esfuerzos en ella por este efecto, pero incrementándose la fuerza longitudinal que aparece en el tablero.

Por tanto, la vinculación entre el tablero y las pilas altas debe ser una articulación que impida los desplazamientos longitudinales y transversales entre ambos elementos y que permita los giros de eje vertical y de eje perpendicular al tablero; el primero, para evitar que el giro horizontal del tablero se convierta en torsor de

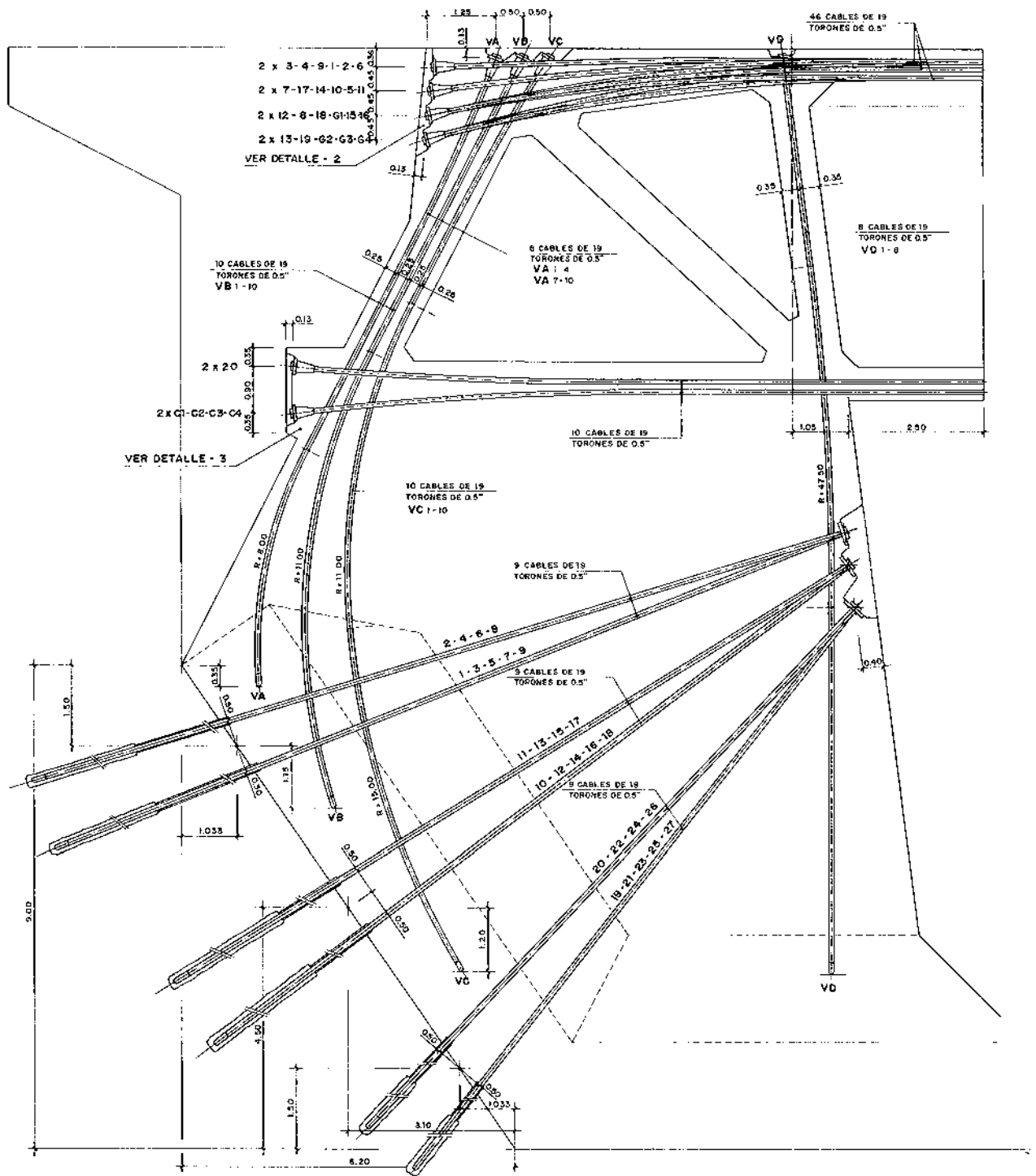


Fig. 5a)

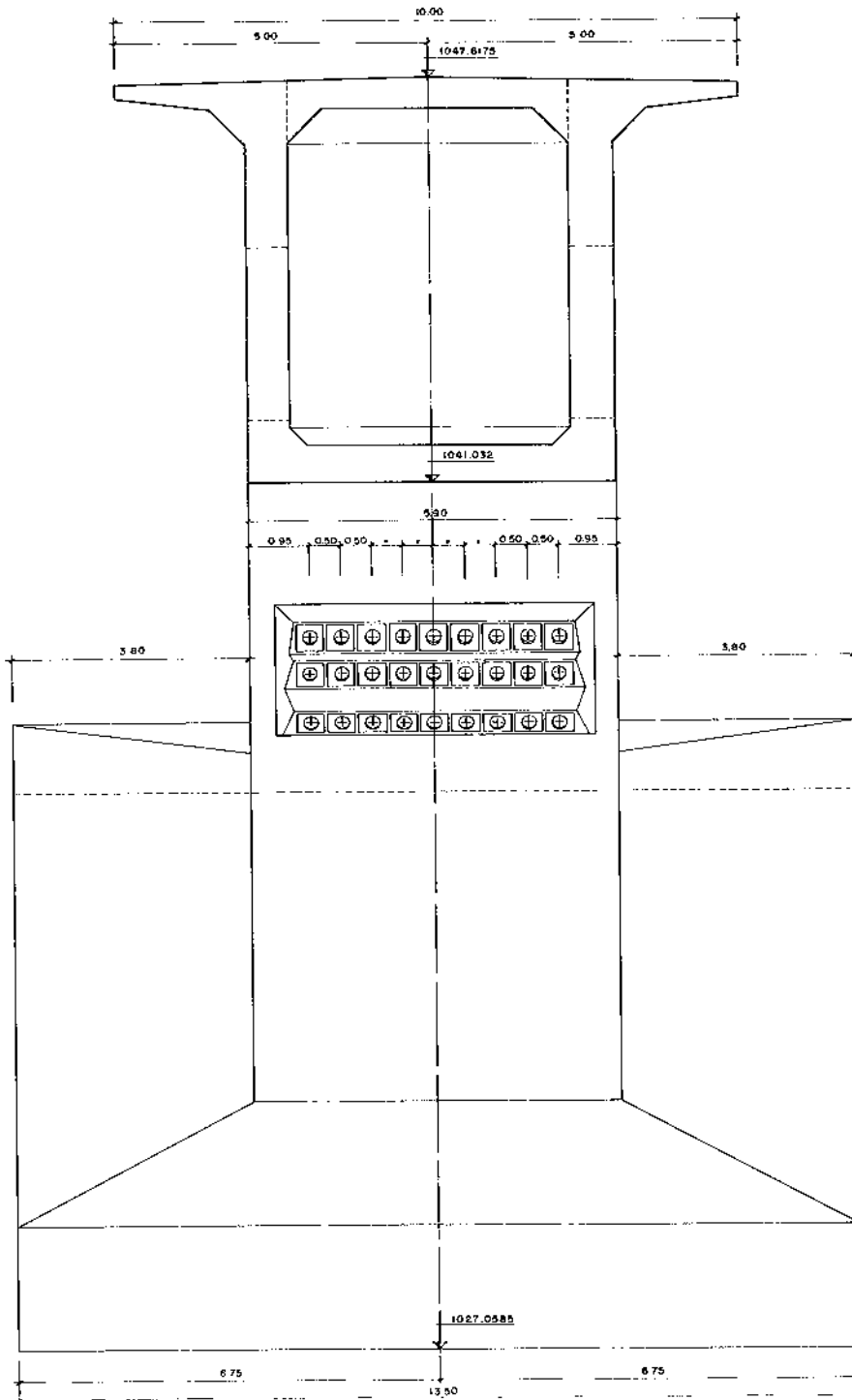


Fig. 5b)

Fig. 5a y 5b. Pretensado de los estribos del viaducto y anclajes al terreno.

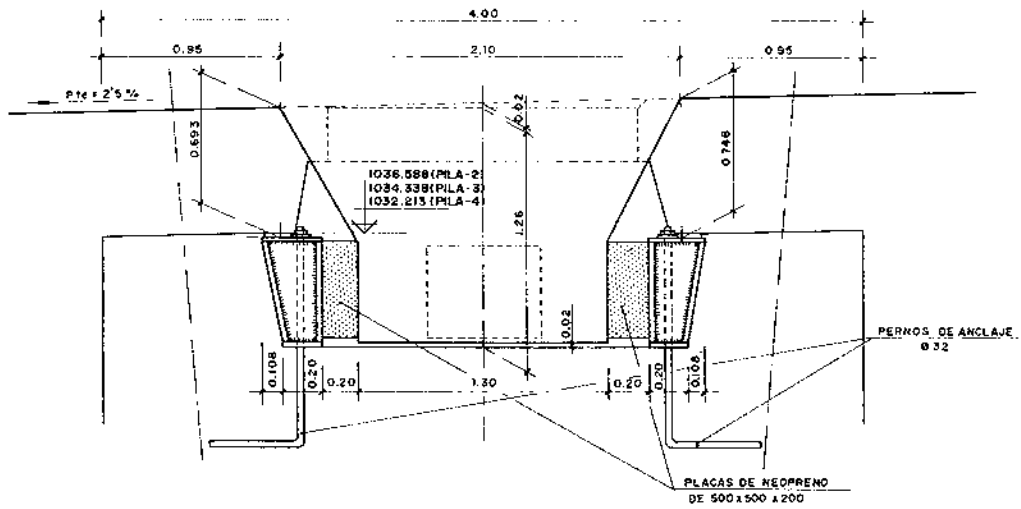


Fig. 6a)

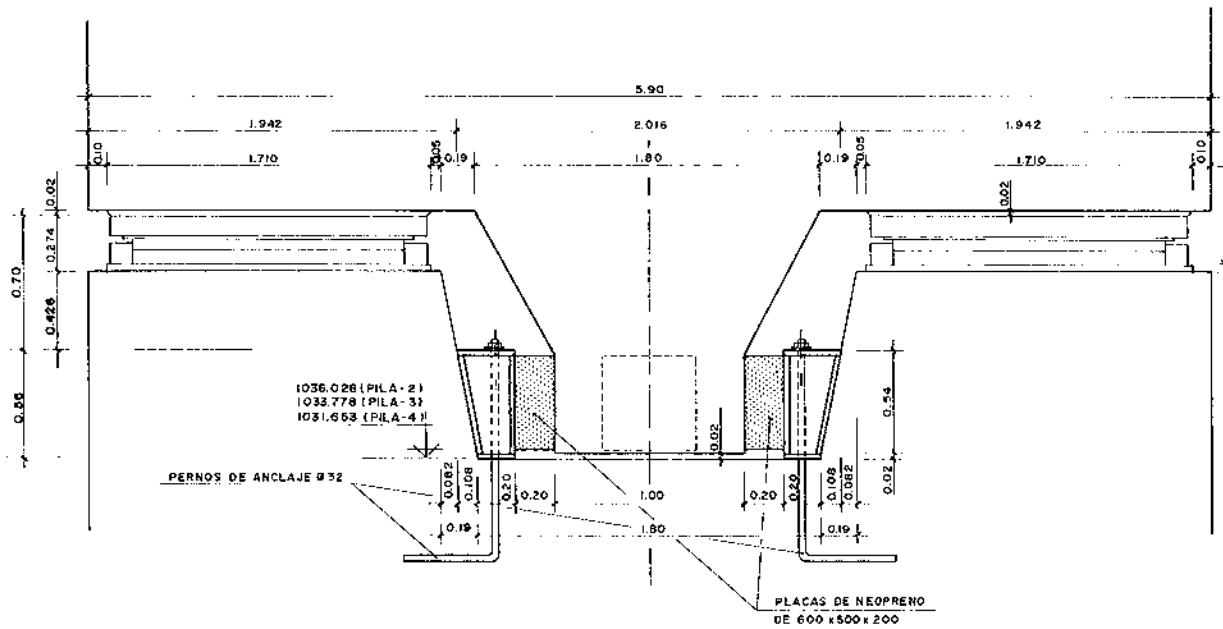


Fig. 6b)

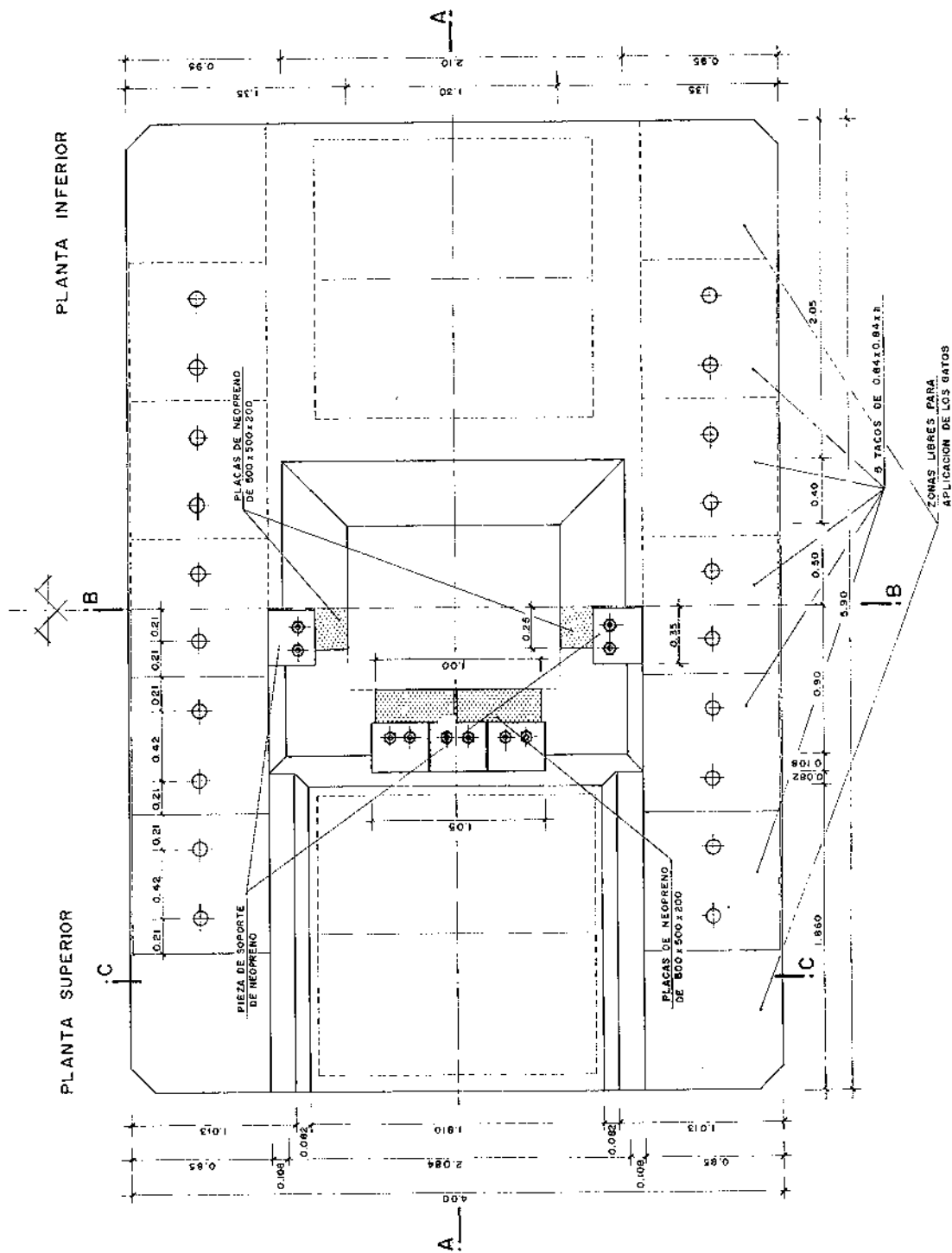


Fig. 6c)

Fig. 6a, 6b y 6c. Sistema de apoyo de las pilas centrales del viaducto

las pilas como antes vimos, y el segundo, para evitar que la viga se empotre en la pila; debe estar coaccionado el giro con eje coincidente con el del tablero, para que el par de vuelco de éste se transmita a las pilas. Todas estas condiciones exigidas a la articulación se materializaron con dos apoyos de neopreno teflón de libre movimiento bajo cada alma del cajón y un tetón central que sale del tablero y se introduce en la

cabeza de la pila; el apoyo en los cuatro costados del tetón se hace mediante neoprenos zunchados, de gran espesor, con suficiente deformabilidad transversal para permitir el giro entre el tablero y la pila.

La construcción del viaducto se hizo por voladizos sucesivos, partiendo simétricamente desde cada pila, mediante un empotramiento

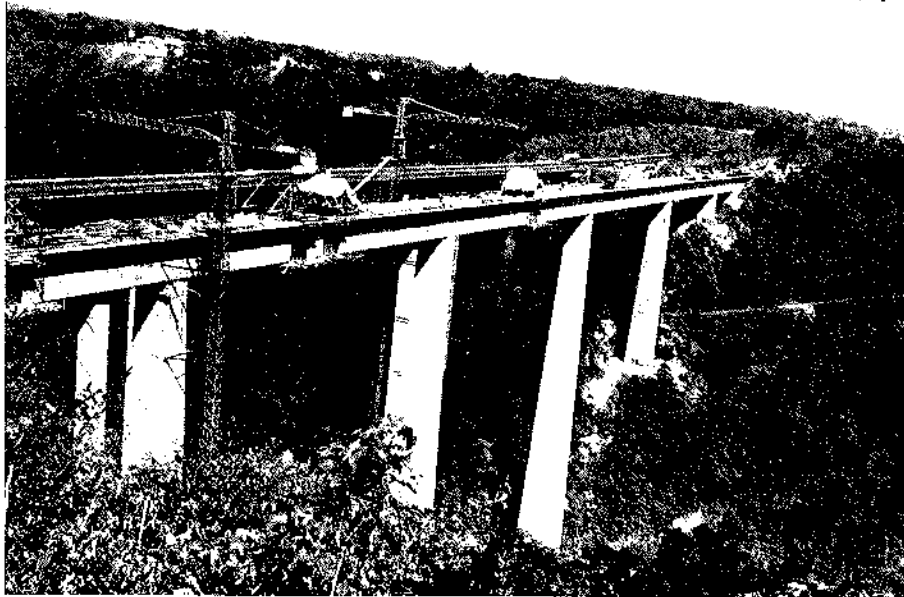


Fig. 7. El viaducto, en la operación de cierre de los centros de vano.

provisional del tablero en ellas; una vez cerradas las claves se soltaban estos empotramientos provisionales.

El problema más singular de la construcción de este viaducto fue el tramo simplemente apoyado del vano central, que tiene una longitud de 30 metros. La construcción se hizo bloqueando provisionalmente las articulaciones a media madera y construyendo por voladizos sucesivos cada semitramo, en prolongación del voladizo del resto del vano, con un pretensado provisional.

Una vez cerrada la clave se pretensaban los cables propios del tramo apoyado, se soltaban los cables provisionales superiores y se desbloqueaban las articulaciones, quedando el puente con su esquema estructural definitivo.

El proyecto se hizo en colaboración con Mexicana de Prefuerzo S.A. de C.V., empresa dedicada a la tecnología de los puentes, y fue dirigido por el ingeniero Eduardo Barousse, de las Secretaría de Transportes y Comunicaciones.

Mexicana de Prefuerzo ha realizado el pretensado del puente y ha suministrado todos los equipos necesarios para hacer la obra: carros de avance, encofrado de dovela sobre pila, trepadores de las pilas, etc, fabricados por Talleres Flors, S.A., en España.

RESUMEN

El viaducto de Metlac, para el ferrocarril

México-Veracruz, salva una barranca de 120 metros de profundidad mediante un viaducto con luces máximas de 90 metros.

Es un viaducto para doble vía, con canto de 6,50 metros y ancho de 10 metros.

Toda la morfología de la estructura y las vinculaciones de los apoyos han estado muy condicionadas por el alto grado sísmico de la zona.

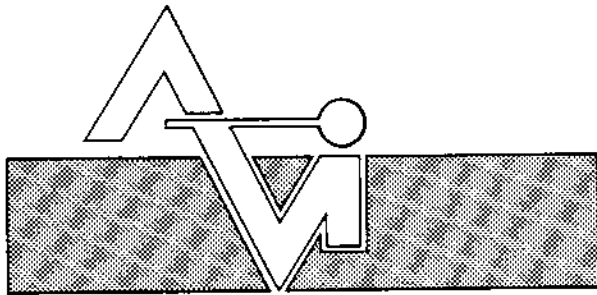
La viga continua está cortada con una viga apoyada en el vano central, para permitir mayores movimientos en él, porque la barranca puede ser debida a una falla activa. Cada semipunto se empotra en un estribo que a su vez se fija al terreno mediante anclajes pretensados.

SUMMARY

The Metlac viaduct for the Mexico-Veracruz railroad is built over a 120 m deep gorge and it has a 90 m long maximum span.

It supports a double track with 6,5 m depth and 10 m width. The whole morphology of the structure and the supports has been defined on the basis of the high seismic risk of the area.

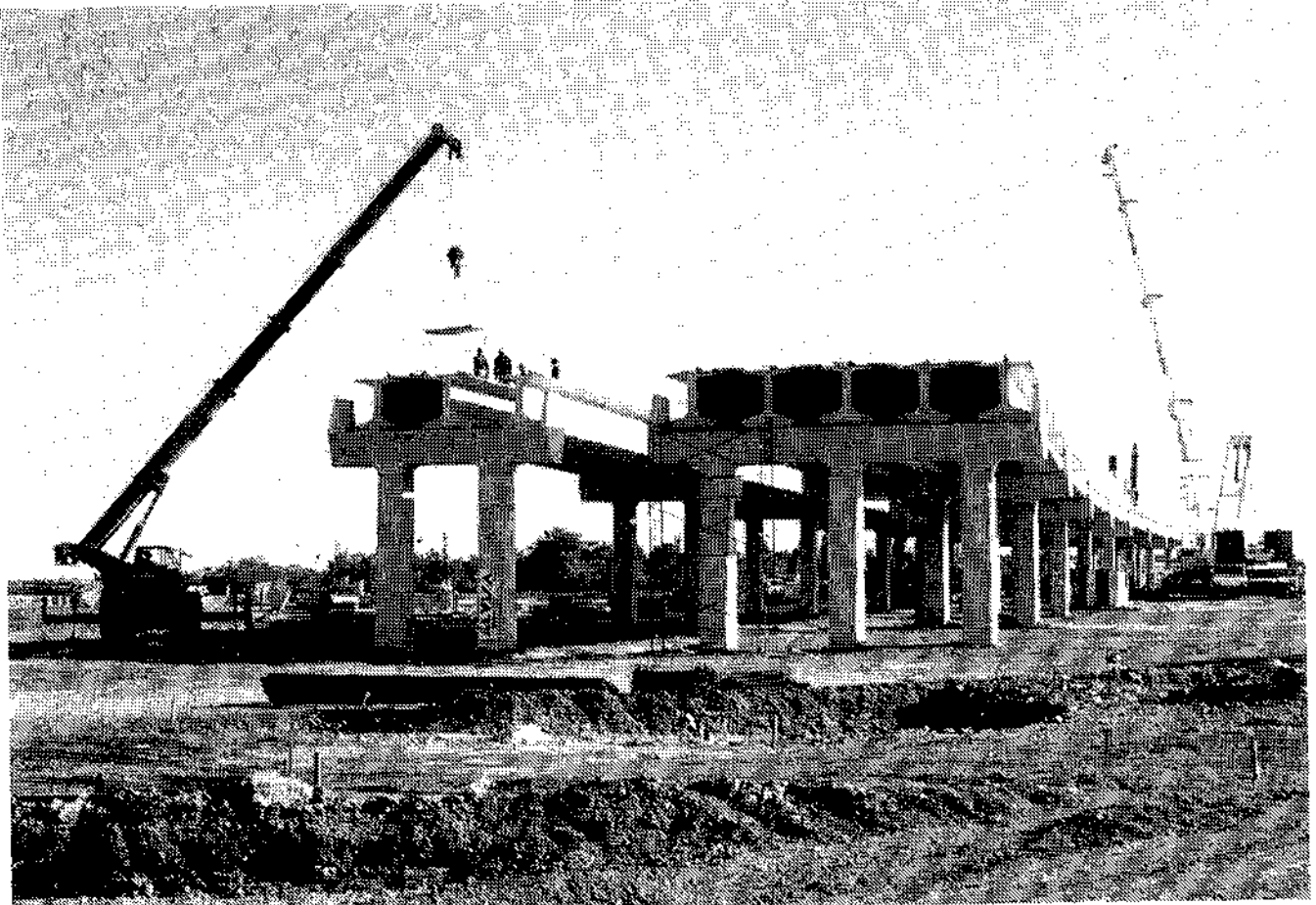
The continuous beam is cut in two parts with a central double hinged beam to allow for larger displacements since the gorge may be due to an active fault. Each half of the bridge is built into the abutments, which are connected to the ground through prestressed anchorages.



PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PUENTES - NAVES INDUSTRIALES - FORJADOS



Viaducto para el Tren Alta Velocidad en Ciudad Real.

ANDUJAR

Polígono Industrial Ave María- Apart. 248. Tel: 953/50 63 00 JAEN

GRANADA

c/ Divina Pastora, 9. Portal 11 - Bajo. Tel: 958/27 46 86

HUESCA

Paseo Lucas Mailada, s/n. Tel: 974/22 39 00

MONZON

Carretera de Lérida, s/n. Tel: 974/40 07 80 HUESCA

TORREJON DE ARDOZ

Carretera de Torrejón- Loeches, km. 4,200. Tel: 91/675 04 50 MADRID

ZARAGOZA

Paseo de la Constitución, 31. Tel: 976/23 75 02

MADRID: DIRECCION COMERCIAL
c/ Orense, 10-12. Tel: 91/555 05 35

Experiencias en puentes construidos por el sistema de avance en voladizo sucesivo

Carlos Siegrist Fernández

La construcción de puentes por el sistema de avance en voladizo sucesivo fue la solución idónea para la ejecución de grandes puentes metálicos, tanto de arco como tramos rectos, en el siglo pasado, continuándose, altamente perfeccionada, en nuestro tiempo. Los puentes de hormigón, herederos de las soluciones de construcción de puentes metálicos, se beneficiaron también de este sistema constructivo, pudiéndose asegurar que, hoy en día, la gran mayoría de los grandes puentes de fábrica, tanto arcos como atirantados o tableros de tramo recto, se construyen por este método.

La intervención del autor en el proyecto y construcción por avance en voladizo sucesivo de varios puentes de tramo recto, de luces parecidas y características similares le ha permitido reflexionar sobre algunos aspectos, tanto resistentes como constructivos, de este tipo de tableros.

PUENTE SOBRE EL RIO DUERO, EN SORIA

RESUMEN DE CARACTERISTICAS

Esquema estático: Viga continua de tres vanos, apoyada sobre pilas y estribos.

Longitud total: 173 m.

Luces: 32,00-105,00-32,00 m.

Anchura de la plataforma: 13,00 m.

Altura máxima de la rasante: 12,00 m.

GENERALIDADES

La construcción de la Variante Norte de Soria, de las carreteras N-112 y N-234, de Valladolid a Zaragoza y Calatayud, ha exigido la construcción de un puente sobre el río Duero, unos 2 Km aguas arriba del actual puente de piedra.

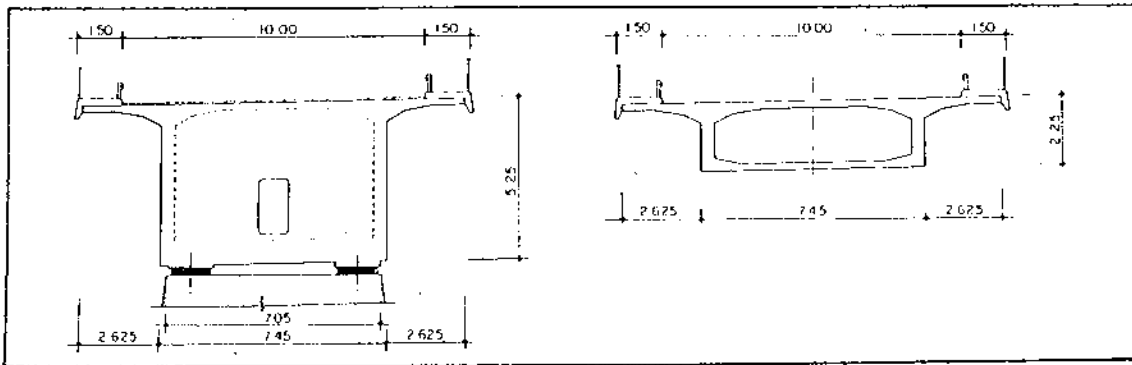
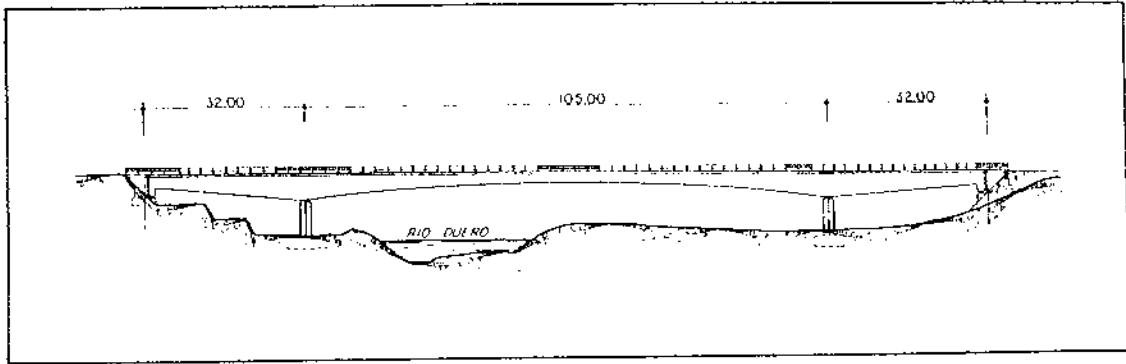
DESCRIPCION

La estructura consiste en una viga continua de tres vanos, de 32-105-32 m, apoyada sobre las pilas y estribos.

La sección del tablero es una viga-cajón de 7,45 m de anchura, con voladizos laterales superiores, de 2,625 m, con lo que se completan los 12,70 m de ancho de la losa superior.

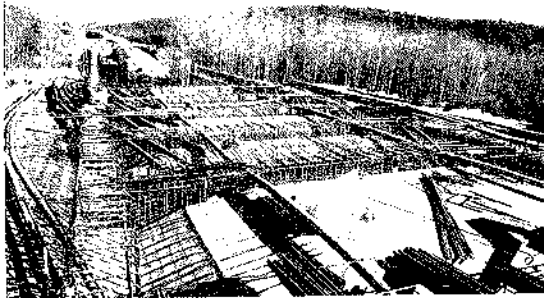
El canto de la viga-cajón varía parabólicamente de 2,25 m en el centro del vano central, a 5,25 m en el eje de pilas, y linealmente de 2,75 m sobre estribos a 5,25 m sobre pilas en los vanos laterales.

El espesor de las almas, de 0,60 m, se mantiene constante a todo lo largo, así como la losa superior, acartelada, que tiene un espesor mínimo de 0,24 m. La losa inferior, también acartelada, se mantiene con un espesor mínimo de 0,22 m en los 50 m centrales, varía linealmente hasta 0,75 m en el eje de pilas, y también varía linealmente hasta 0,50 m en estribos.



Alzado y secciones.

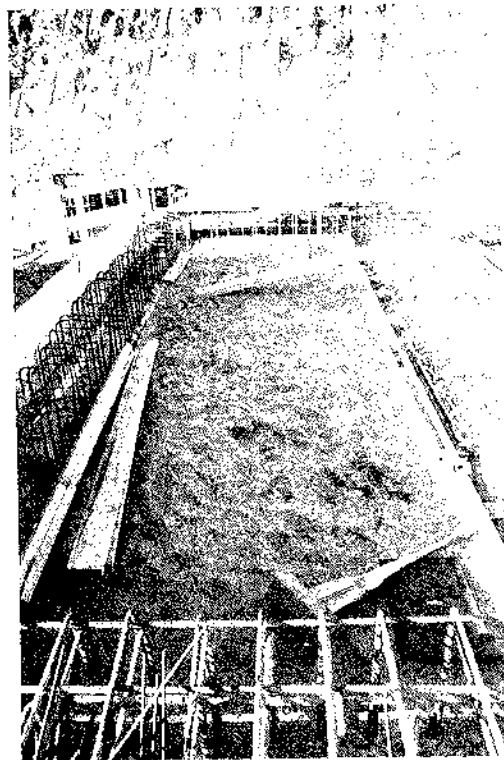
7,05 m de anchura, provistas de tajamares variables desde un valor 0 en la coronación de las pilas hasta 1,00 m en el arranque inferior. Se cimentan sobre zapatas superficiales de 2,00 m de canto.



Encofrado para anclajes de cables en losa superior del vano lateral.

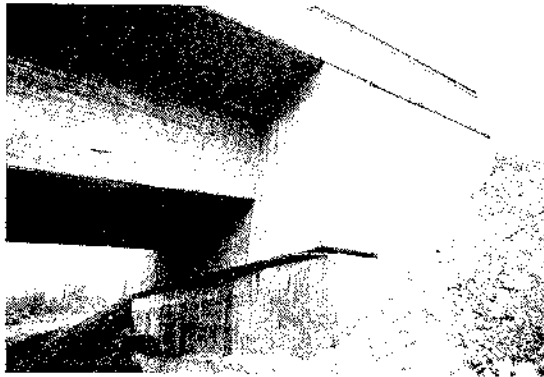
Se disponen traviesas de 1,50 m de espesor en el eje de pilas, con un paso de 1,80 m de altura y 1,00 de ancho, para facilitar la inspección interior del cajón. En estribos se reduce el ancho de la viga a 7,05 m, aumentándose bruscamente el canto a 4,30 m en 1,40 m, rebajando luego la coronación en 0,87 m en una longitud de 2,60 m, de modo que el estribo abraza al tablero para servir de anclaje frente a las reacciones de levantamiento de éste, producidas por la descompensación de las luces laterales a la luz central. Además, en los 4 m finales, se maciza la viga-cajón para disminuir la importancia de estas reacciones ascendentes.

Las pilas son tabiques de 2 m de espesor y



Apoyos superiores en estribo.

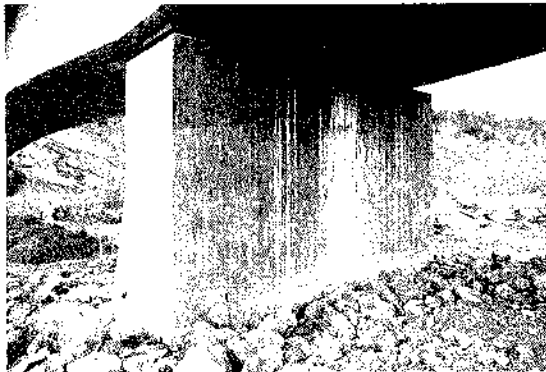
Los estribos son macizos, de hormigón armado, de 3,00 m de espesor, con un cajeadado de 7,10 m de ancho, 3,75 m de alto y 3,00 m de profundidad, donde encaja la sección final de la viga-cajón.



Detalle de apoyo del tablero en estribo.

Las accras son de 1,50 m de anchura, incluidas las impostas y llevan incorporados seis tubos de P.V.C., de 110 mm de diámetro, para conducciones.

El tablero se apoya sobre las pilas mediante aparatos de neopreno confinado en caja de acero, deslizantes, y sobre estribos mediante aparatos de neopreno zunchado, tanto inferior como superiormente.

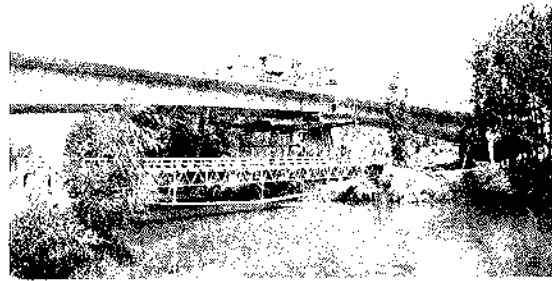


Pila.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Tanto las pilas como los estribos se ejecutaron con encofrados tradicionales, dada su pequeña altura.

Los vanos laterales del tablero y un pequeño voladizo de 3,50 m del vano central, se ejecutaron mediante cimbra apoyada en el terreno. A partir de estas zonas se hormigonaron "in situ" 48 m desde cada pila, en voladizo sucesivo, mediante once avances comprendidos entre 3,20 m y 4,80 m, cerrando al final el tramo mediante una dovela central de 2 m de longitud, hormigonada con uno de los dos carros de avance.



Dovela de cierre y pasarela provisional.

OTROS DATOS

Administración Propietaria: Ministerio de Obras Públicas y Transporte.

Constructor: Fomento de Obras y Construcciones, S.A.

Año: 1988-1989.

Sistema de pretensado: B.B.R.V. Cables de 12 ϕ 15 y 9 ϕ 15 mm.

Materiales empleados en tablero:

Hormigón: 0,92 m³/m² de tablero.

Acero de pretensado: 32,54 kg/m³ equivalentes a 29,94 kg/m² de tablero.

Acero pasivo: 140,71 kg/m³.



Prueba de carga.

PUENTE SOBRE EL RIO TORMES, EN SALAMANCA

RESUMEN DE CARACTERISTICAS

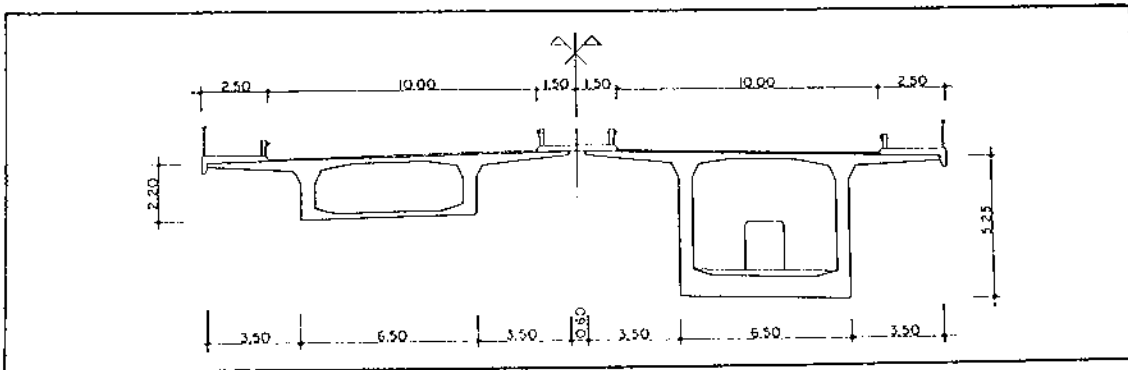
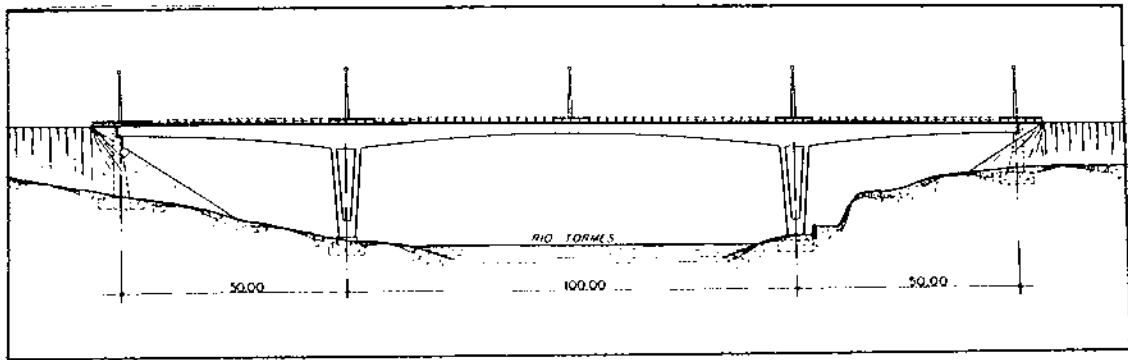
Esquema estático: Pórtico de tres vanos, empotrado sobre pilas de tabiques desdoblados y apoyado en estribos.

Longitud total: 201,40 m.

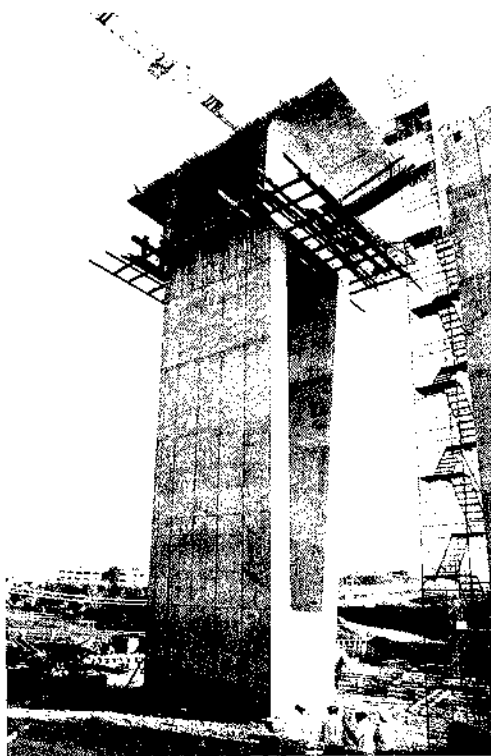
Luces: 50,00-100,00-50,00 m.

Anchura de la plataforma: 28,00 m.

Altura máxima de la rasante: 25,00 m.



Alzado y secciones.



Pila y arranque de tablero.

GENERALIDADES

La circunvalación Noroeste de Salamanca une las carreteras de Valladolid y Ciudad

Rodrigo, liberando a la ciudad del intenso tráfico de paso a que se veía sometida. El obstáculo principal que tiene que salvar es el paso del río Tormes, unos 3 Km aguas abajo del actual Puente Romano.

DESCRIPCION

Dado el importante ancho de la plataforma, se han construido dos pórticos gemelos, uno para cada sentido de circulación, de tres vanos, de 50-100-50 m, empotrados sobre pilas de tabiques desdoblados y apoyados en los estribos.

La sección de cada uno de los dos tableros es una viga-cajón de 6,50 m de anchura, con voladizos laterales superiores de 3,50 m, con lo que se completan los 13,50 m de anchura de la losa superior.

El canto de la viga-cajón varía parabólicamente desde 2,20 m sobre estribos y en el centro del vano central, hasta 5,25 m en el empotramiento en los tabiques.

Las almas se mantienen con un espesor constante de 0,50 m a todo lo largo, así como la losa superior, acartelada, que tiene 0,20 m de espesor mínimo. La losa inferior, acartelada, que tiene un espesor mínimo de 0,20 m en los 50 m centrales, y en los 25 m adyacentes a los estribos, aumenta este espesor linealmente hasta

0,75 m en el empotramiento con los tabiques de las pilas.

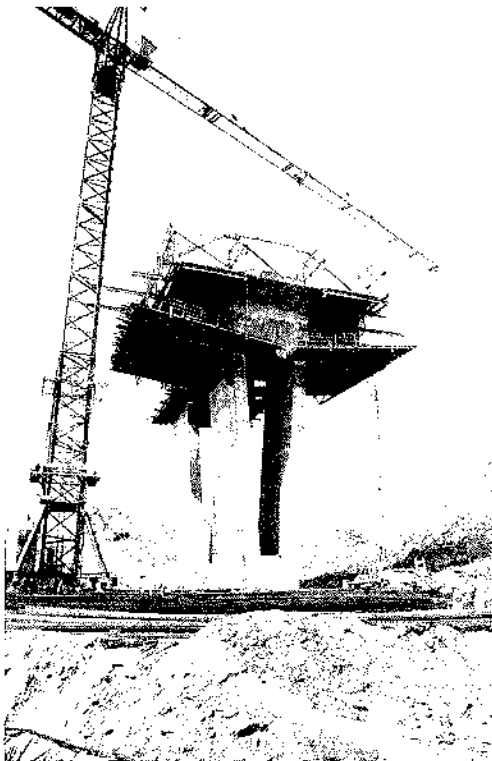
El tablero se maciza sobre estribos, en una longitud de 1,20 m y se disponen células triangulares sobre pilas, mediante la construcción de dos tabiques inclinados, de 0,90 m de espesor, que concurren al nivel de la losa superior en la viga cajón. En ellos se dejan los correspondientes pasos para inspección del interior de la viga-cajón.

Las pilas consisten en dos tabiques inclinados, de 1,15 m de espesor, convergentes hacia la cimentación, y de 16 m de altura, solidarizándose desde este punto hasta la cimentación, en 5 m de altura.

La cimentación se realiza mediante zapatas de 13,00 x 8,00 m en planta y 2,00 m de canto, apoyadas en las pizarras existentes.

Los estribos son del tipo abierto, formados, para cada calzada, por dos pantallas de 1,00 m de espesor, canto variable linealmente entre 1,60 m y 3,50 m en el estribo 1, y entre 1,60 m y 2,55 m en el estribo 2, y alturas respectivas de 10,5 m y 5,20 m coronadas por un dintel de 2,50 m de canto sobre el que apoya el tablero mediante aparatos de neopreno zunchado.

Para evitar el levantamiento del tablero se coloca un lastre de hormigón en masa, en el interior de la viga-cajón, en los 5,80 m adyacentes a los estribos.

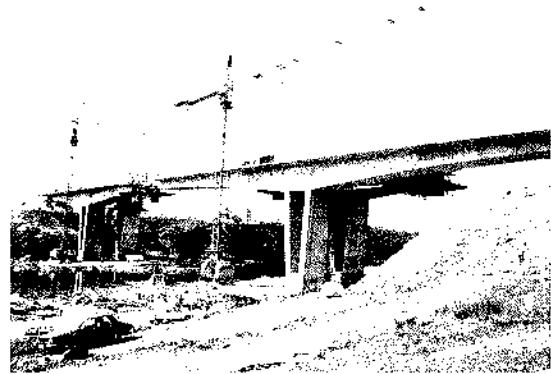


Hormigonado de primera dovela de avance en voladizo.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Las pilas se construyeron mediante encofrados rampantes, hormigonándose a continuación 7,60 m de tablero, centrados sobre las pilas, mediante cimbra apoyada en la coronación de las pilas.

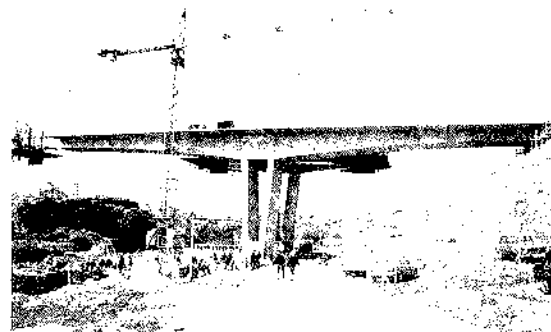
A partir de este momento, se construyen 40,20 m de tablero, en cada sentido, en voladizo sucesivo, mediante diez avances comprendidos entre 3,60 m y 4,80 m, hormigonando finalmente una dovela central de 2 m de longitud, con encofrado apoyado en los dos extremos de los voladizos enfrentados.



Avance en voladizo.



Avance en voladizo.



Ménsula completa.

OTROS DATOS

Administración Propietaria: Ministerio de Obras Públicas y Transporte.

Constructor: Agromán, E.C.S.A.

Año: 1988-1989.

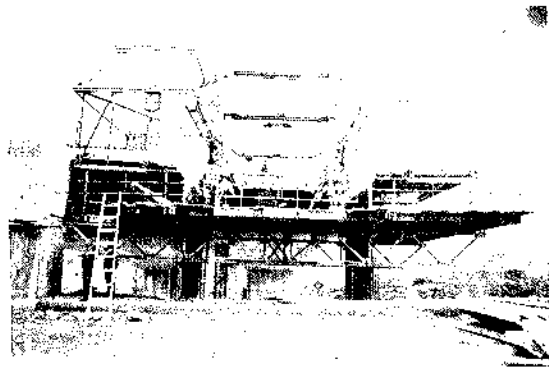
Sistema de pretensado: Stronghold. Cables de $12 \phi 15$ mm.

Materiales empleados en tablero:

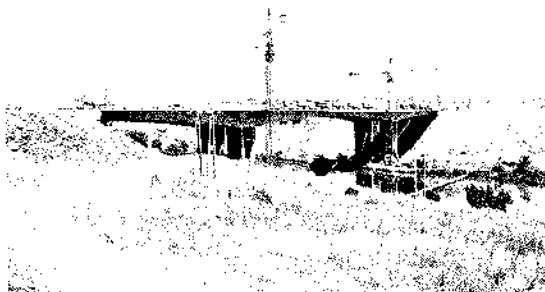
Hormigón: $0,71 \text{ m}^3/\text{m}^2$ de tablero.

Acero de pretensado: $40,69 \text{ kg}/\text{m}^3$ equivalentes a $28,70 \text{ kg}/\text{m}^2$ de tablero.

Acero pasivo: $128,10 \text{ kg}/\text{m}^3$.



Carro de avance.



Prueba de carga.

PUENTE SOBRE EL RIO DUERO, EN TORO (ZAMORA)

RESUMEN DE CARACTERISTICAS

Esquema estático: Pórtico de tres vanos, empotrado sobre pilas de tabiques desdoblados y apoyado en estribos.

Longitud total: 155,40 m.

Luces: 38,00-78,00-38,00 m.

Anchura de la plataforma: 11,30 m.

Altura máxima de la rasante: 11,00 m.

GENERALIDADES

La existencia de una fábrica de azúcar en la zona sur de Toro, genera un tráfico estacional muy importante de camiones y tractores, durante la época de recolección de la remolacha, a través de la ciudad y la carretera N-122. Con objeto de evitar este aumento de tráfico y reducir el recorrido del mismo, y dotar a la ciudad de Toro de un nuevo acceso desde la carretera de Salamanca, se ha construido un tramo de carretera que obliga a salvar el paso del río Duero, unos 500 m aguas arriba del puente de piedra.

DESCRIPCION

La estructura consiste en un pórtico de hormigón pretensado, de tres vanos, de 38-78-38 m, empotrado sobre pilas de tabiques desdoblados y apoyado en los estribos.

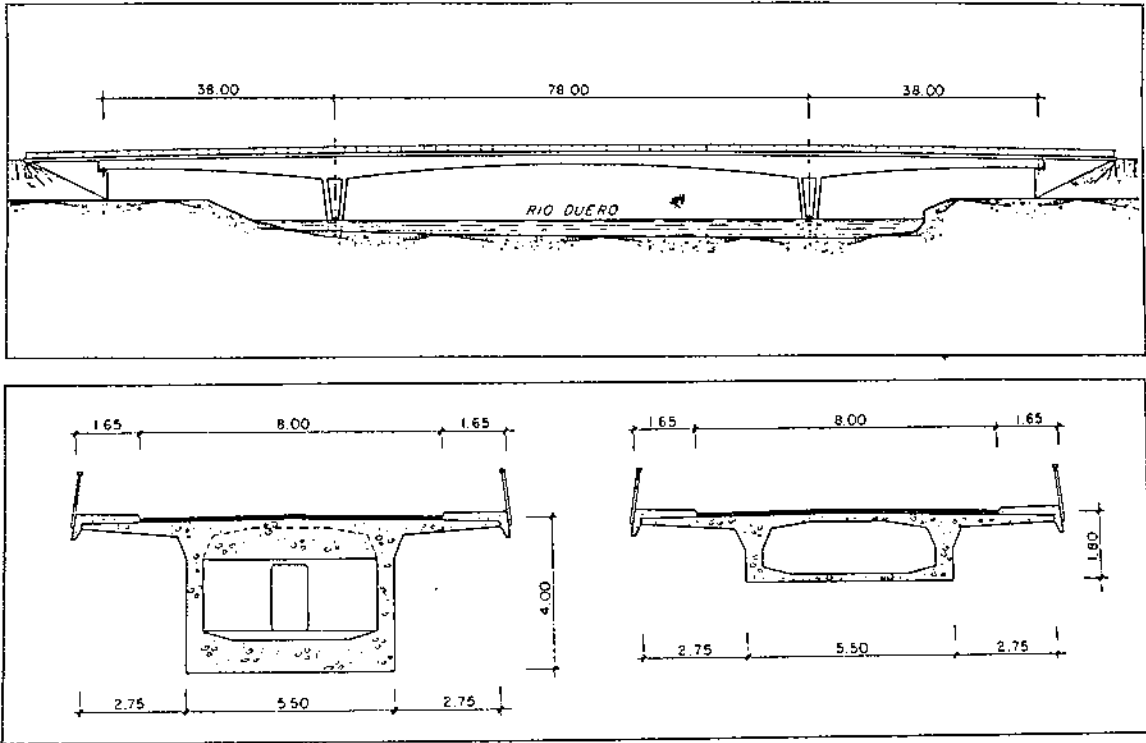
La sección del tablero es una viga-cajón, de 5,50 m de anchura, con voladizos laterales superiores, de 2,75 m, lo que totaliza el ancho de la losa superior de 11 m, para soporte de la vía proyectada.

El canto de la viga-cajón varía parabólicamente entre 1,80 m sobre estribos y en el centro del vano central, y 4,00 m en el empotramiento de los tabiques, manteniéndose en este valor entre los mismos.

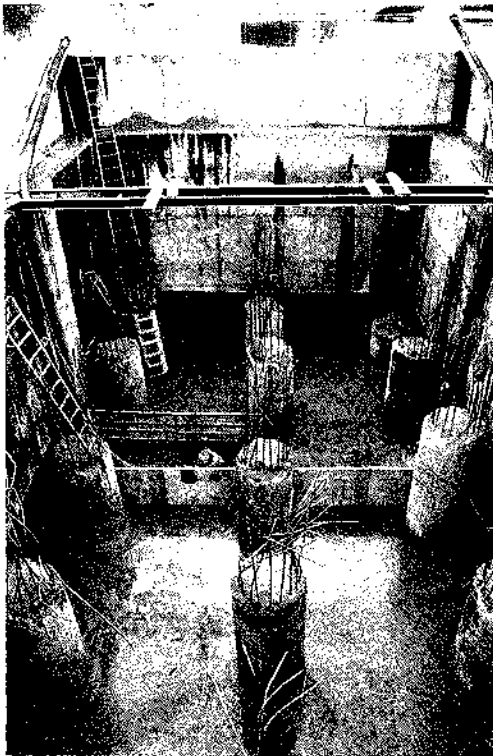
Tanto las almas, que tienen un espesor de 0,45 m, como la losa superior, acartelada, con un espesor mínimo de 0,22 m, se mantienen constantes a todo lo largo de la estructura. La losa inferior, también acartelada, se mantiene con un espesor mínimo de 0,20 m en los 38 m centrales, y en los 17,50 m adyacentes a los estribos, variando linealmente desde estos puntos hasta el empotramiento con los tabiques de pilas, en donde alcanza 0,85 m de espesor.

Se maciza la sección, en una longitud de 1,20 m, en las zonas de apoyo en estribos, disponiéndose una célula triangular en las zonas sobre pilas, formada por la losa inferior entre tabiques de pilas y dos pantallas inclinadas, de 0,70 m de espesor, concurrentes al nivel de la losa superior del tablero. Estas pantallas tienen un agujero de 1,80 x 1,00 m, para facilitar la inspección interior del cajón, al que se accede por dos agujeros de 1,00 x 1,00 m, dejados al efecto en la losa inferior del cajón, en las proximidades de los estribos, provistos de sus correspondientes tapas de cierre, de fundición.

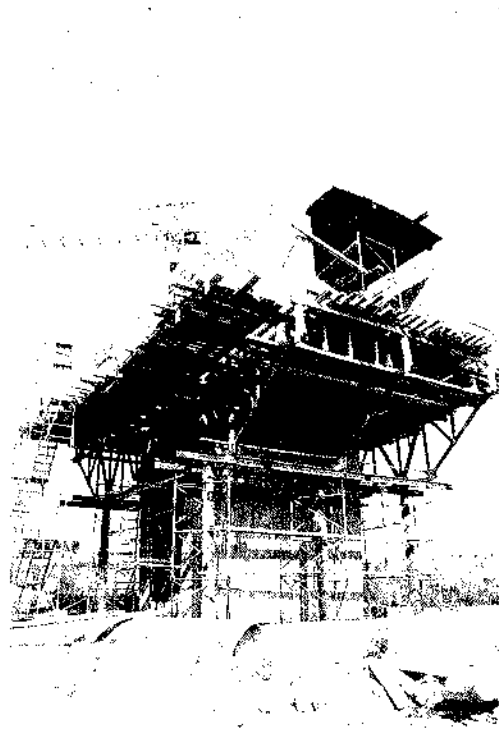
Las pilas consisten en dos tabiques inclinados, de 6,50 m de longitud y 0,80 m de espesor, convergentes hacia la cimentación, que se solidarizan en una altura de 2,50 m sobre los encepados. El ancho de estos tabiques, de 5,50 m,



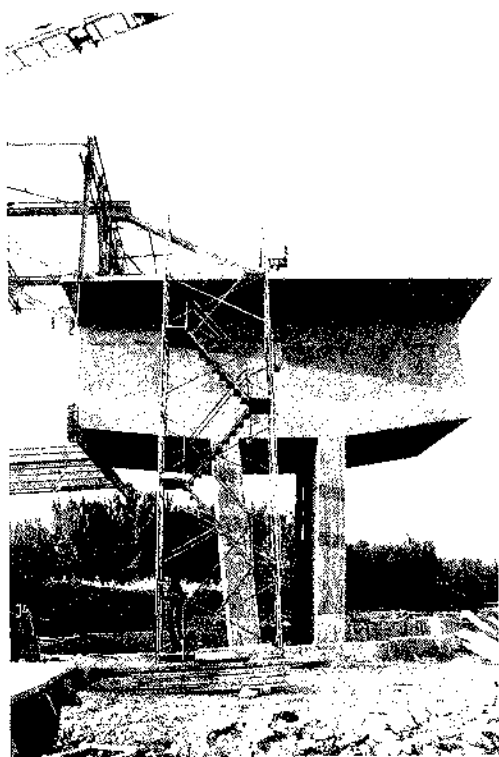
Alzado y secciones.



Cajón indio en pila 1.



Montaje de encofrado superior en dovela sobre pila.

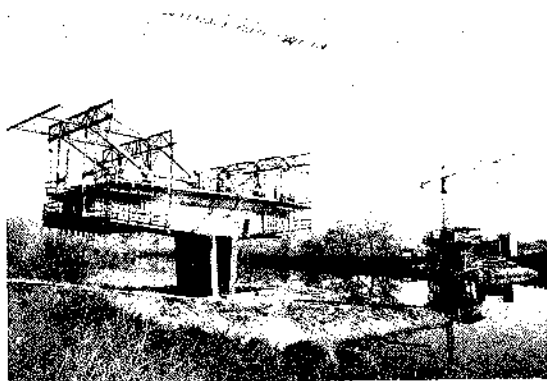


Pila y dovela "in situ".

coincide con el de la viga-cajón del tablero. La pila 2 lleva, además, un plinto de 2,50 m de altura, para mantener su geometría igual a la de la pila 1, en toda la zona de tabiques.

La cimentación de las pilas se realiza mediante 15 pilotes de 1 m de diámetro, perforados y hormigonados "in situ", que se solidarizan mediante un encepado de 11,50 x 8,00 x 2,50 m en la pila 1, y de 13,50 x 8,00 x 2,50 m en la pila 2.

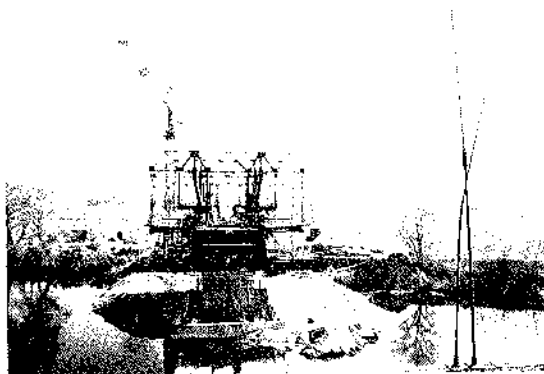
El tablero se apoya en los estribos mediante aparatos de neopreno zunchado, atravesados por los cables de anclaje al estribo.



Avance en voladizo.

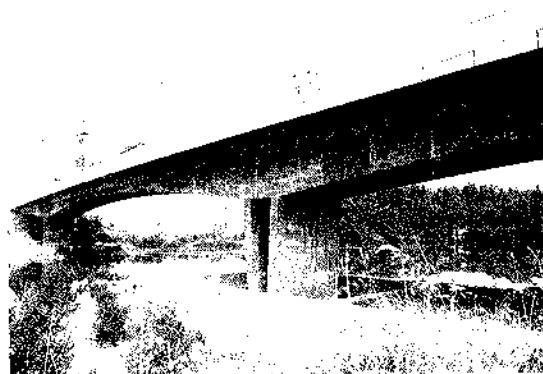
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Los pilotes de cimentación de las pilas se ejecutaron desde sendas penínsulas construidas en las márgenes del río. Para la ejecución de los encepados, que quedan enterrados en el lecho del río para prevenir posibles socavaciones, hubo que construir unos cajones indios de hormigón armado, con paredes de 1,30 m de espesor y 5,30 m de profundidad en la pila 1, y 6,10 m en la pila 2.



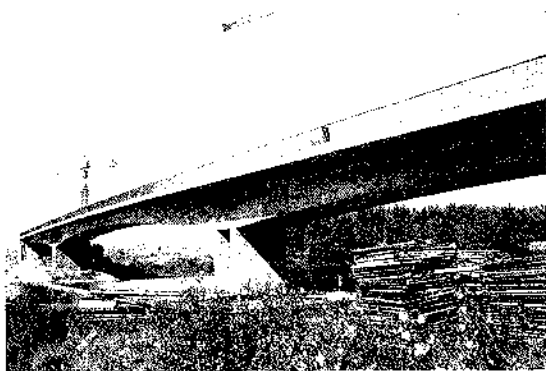
Península con cajón indio, pila y carro.

Las pilas se construyeron mediante encofrados tradicionales apoyados en los encepados, y sobre ellas se hormigonaron 12 m de tablero, sobre los que se montaron los carros de avance. Los 31,50 m de los vanos laterales y 32 m del semivano central, se hormigonaron en voladizo sucesivo, mediante ocho avances, con longitudes de dovelas comprendidas entre 3,50 m y 4,50 m.



Prueba de carga.

Los 1,20 m del final del tablero sobre estribo, se hormigonaron con encofrados apoyados en éste y en el extremo del voladizo, y los 2 m de longitud de la dovela central de cierre, con un carro de avance.



Puente terminado.

OTROS DATOS

Administración Propietaria: Junta de Castilla y León.

Constructor: Fernández Constructor, S.A.

Año: 1987-1989.

Sistema de pretensado: Fryssinet. Cables de $12 \phi 15$ mm.

Materiales empleados en tablero:

Hormigón: $0,68 \text{ m}^3/\text{m}^2$ de tablero.

Acero de pretensado: $33,28 \text{ kg}/\text{m}^2$, equivalentes a $22,53 \text{ kg}/\text{m}^2$ de tablero.

Acero pasivo: $111,10 \text{ kg}/\text{m}^2$.

PROCEDIMIENTO DE ANCLAJE DEL TABLERO A LOS ESTRIBOS

Las luces laterales de los tres puentes descritos no son suficientemente grandes, en comparación con la luz central, para evitar el levantamiento del tablero para estados de carga en este vano central, por lo que es obligatorio anclar el tablero a los estribos.

En los tres puentes se han adoptado diferentes procedimientos para efectuar este anclaje:

—Disponiendo una viga superior en el estribo, que abraza al tablero (Puente sobre el Duero, en Soria).

—Colocando cables de pretensado verticales, que cosan el tablero al estribo (Puente sobre el Duero, en Toro).

—Colocando un lastre de hormigón en el interior de la viga-cajón, en las proximidades del estribo (Puente sobre el Tormes, en Salamanca).

De los tres procedimientos creemos que el más aconsejable, para puentes de dimensiones de los aquí tratados, es el primero, ya que se logra efectuar un encaje perfecto entre tablero y

estribo al "maclar" aquél en éste, a costa de complicar un poco el procedimiento constructivo, pues se necesita rebajar superiormente la sección del tablero y ejecutar la viga superior de atado del estribo, después de finalizado aquél.

El segundo procedimiento, que por otro lado es el empleado normalmente para anclar losas de poco canto, en las que no es posible efectuar un rebaje de la sección, tiene el inconveniente de la conservación de los cables de anclaje; y el tercero aumenta las flexiones en el vano lateral, por el peso adicional que se introduce en el mismo.

COMPARACION DE RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE CARGA

Se incluye a continuación un cuadro comparativo de los resultados de flechas obtenidas en las pruebas de carga efectuadas en los tres puentes descritos, para el caso de carga en el vano central, añadiendo los resultados obtenidos en los puentes sobre el Ebro, en la Circunvalación Este de Logroño; sobre el Guadalquivir, en la Ronda Sureste de Córdoba, y el de Santa Isabel, sobre el río Nervión en Bilbao, que son puentes de características análogas a las de los aquí descritos.

Como podemos ver, todos ellos tienen unas esbelteces semejantes que oscilan entre $1/19,0$ y $1/21,1$ sobre pilas y $1/43,3$ y $1/46,7$ en el punto medio del vano central.

A la vista de los resultados anteriores se puede observar que las flechas obtenidas en los dos puentes que tienen pilas de tabiques desdoblados, empotrados al tablero, que son el puente de Toro y el de Salamanca, son claramente inferiores a las obtenidas en los restantes puentes, que son vigas continuas apoyadas en pilas y estribos.

Si igualamos las cargas de camiones por metro cuadrado de vano central en todos los puentes, haciéndolas igual a la colocada en el puente de Toro, $0,42 \text{ t}/\text{m}^2$, los porcentajes de aumento de flechas respecto a este puente oscilan entre un 78% para el del río Duero en Soria y un 185% para el de Santa Isabel, y si tomamos como referencia el puente sobre el río Tormes en Salamanca, que parece más correcto ya que la luz central del puente de Toro es claramente inferior a la de los restantes, estos porcentajes varían entre un 31% para el puente de Soria y un 110% para el de Santa Isabel.

Estos resultados vienen a poner de manifiesto la gran eficacia de las pilas de tabiques desdoblados, con relación al empotramiento del vano central. Si a esto unimos su pequeña rigidez frente a deformaciones longitudinales, que contribuye a no disminuir de forma apreciable el

PUENTE	LUCES (m)	CANTO ARRANQUE LUZ	CANTO CLAVE LUZ	CARGA DE CAMIONES	FLECHA EN EL CENTRO (mm)	FLECHA LUZ	CARGA CORREGIDA	FLECHA LUZ
Río Ebro (Logroño)	32-100-32	1/21,1	1/45,5	311,6 t (0,26 t/m ²)	47,50	1/2105	0,42 t/m ²	1/1303
Río Guadalquivir (Córdoba)	43,30-90-43,30	1/19,2	1/45,0	534,0 t (0,39 t/m ²)	60,00	1/1500	0,42 t/m ²	1/1393
Santa Isabel (Bilbao)	33-98-33	1/20,6	1/44,5	312,0 t (0,29 t/m ²)	56,71	1/1728	0,42 t/m ²	1/1193
Río Duero (Toro)	38-78-38	1/19,5	1/43,3	360,0 t (0,42 t/m ²)	22,91	1/3405	0,42 t/m ²	1/3405
Río Duero (Soria)	32-105-32	1/20,0	1/46,7	504,7 t (0,37 t/m ²)	48,30	1/2174	0,42 t/m ²	1/1915
Río Tormes (Salamanca)	50-100-50	1/19,0	1/45,5	380,1 t (0,29 t/m ²)	27,52	1/3634	0,42 t/m ²	1/2509

efecto del pretensado de continuidad del vano central, y la eliminación de los aparatos de apoyo en zona de pilas, que son elementos muy caros y delicados de conservar dadas las importantes cargas a que están sometidos, se comprende la conveniencia de adoptar esta tipología de pilas siempre que sea posible.

RESUMEN

Se describe el proyecto y construcción de tres puentes construidos por el sistema de avance en voladizo sucesivo:

—Puente sobre el río Duero, en la Variante Norte de Soria.

—Puente sobre el río Tormes, en la Circunvalación Noroeste de Salamanca.

—Puente sobre el río Duero, en el nuevo Acceso Sur a Toro.

Se comparan los diferentes procedimientos empleados para anclar el tablero a los estribos, así como las diversas tipologías de pilas adoptadas.

Por último, se comparan los resultados de las pruebas de carga efectuadas, incluyendo los

puentes análogos sobre el río Ebro, en la Circunvalación Este de Logroño; sobre el río Guadalquivir, en la Ronda Sureste de Córdoba, y el Puente de Santa Isabel, sobre el río Nervión, en Bilbao.

SUMMARY

Description of the project and building of three bridges made by the cantilevering method.

—Bridge over the Duero river, in Soria's northern beltway.

—Bridge over the Tormes river, in Salamanca's northwestern beltway.

—Bridge over the Duero river, in Toro's new southern access.

Comparison of the different methods used for pinning the deck to the abutments, as well as the various types of piles employed.

Finally, we also considered the results of all the loading tests made, and also those of similar bridges over the Ebro river, in Logroño's east beltway; over the Guadalquivir river in Cordoba's southeastern beltway, and Santa Isabel bridge, over the Nervion river, in Bilbao.

Puentes de vías peatonales

Juan J. Arenas y Marcos J. Pantaleón
APIA XXI, S.A., Santander

En los últimos 5 años, la Diputación Foral de Vizcaya ha construido, en las inmediaciones de Bilbao, tres obras de vías peatonales que han tenido como común denominador la preocupación por su calidad urbanística: Son la pasarela de Arrigorriaga, las vías peatonales de Cruces y el acceso peatonal a Astrabudúa, con proyecto y asistencia técnica a la Dirección de obra, de los ingenieros que presentan esta comunicación, los cuales han contado, para las dos primeras obras, con la colaboración del ingeniero D. Carlos Alonso Cobo.

PASARELA DE ARRIGORRIAGA

Fue ya presentada en la Asamblea de la ATEP de Granada (Fig. 1), por lo que nos limitaremos aquí a recordar sus características principales, que son:

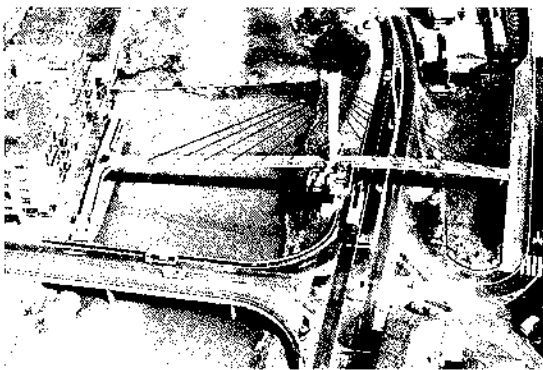


Fig. 1.

—Estructura atirantada compuesta por dintel de dos vanos, de 49 y 34 metros, que cruzan, respectivamente, el río Nervión y la carretera nacional Burgos-Bilbao.

—Tablero de hormigón armado, de sección celular en el vano mayor y maciza en el menor, con 78 cm de canto total. Compuesta la primera por almas externas inclinadas, de 12 cm de grueso, y alma central de 24 cm, donde, en regrecados de 42 cm, se alojan los anclajes pasivos de los tirantes (Figura 2).

—Mástil de hormigón armado, empotrado en su base en el tablero y con unos 20 metros de altura sobre él, de sección rectangular maciza, con dimensiones crecientes de abajo hacia arriba (figura 3), de modo que sea fácil alojar en su cabeza los anclajes activos de los tirantes, a base de desviar en planta los tirantes que penetran en él situados en el plano vertical de simetría de la obra (figura 4).

—Sistema de 6 tirantes de sustentación del vano principal y otros 6 de retención, de entre 19 y 7 cordones de 0,6" de diámetro. Se utilizaron tirantes convencionales, alojados dentro de vainas de polietileno negro de alta densidad, con inyección de lechada realizada desde la parte inferior de los mismos.

—La fuerza vertical ascendente que transmite al tablero el tirante de retención final, que se ancla al mismo en la sección de apoyo en estribo, exige un pretensado vertical entre tablero, estribo y zapata de cimentación. Para respetar la necesaria movilidad longitudinal del tablero, hemos recurrido a establecer una biela vertical, con rótulas plásticas en cabeza y pie, a través de las cuales pasan los tendones de cosido vertical (figura 5).

—El eje longitudinal de la pasarela se completa con un eje transversal, situado en la vertical del eje del mástil, que viene originado por un solarium elevado y una escalera de descenso al arcén de la carretera. El apoyo de este conjunto

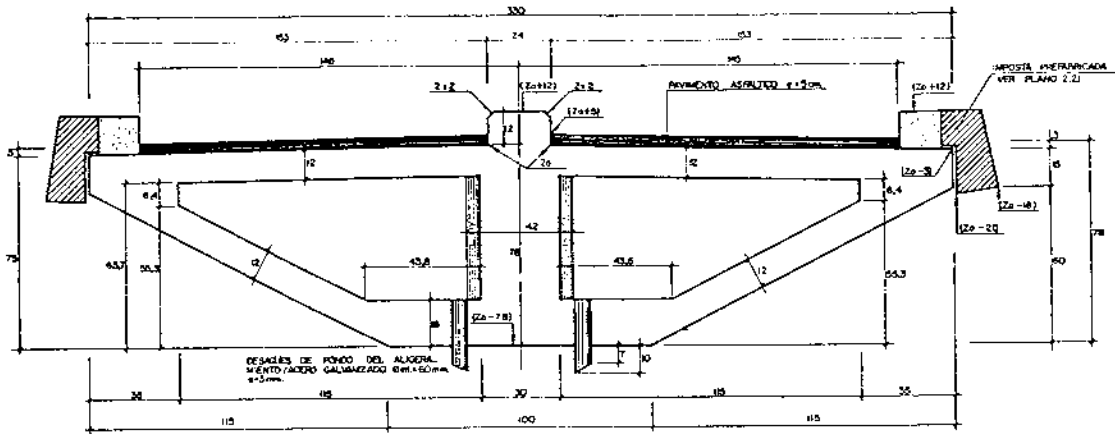


Fig. 2.

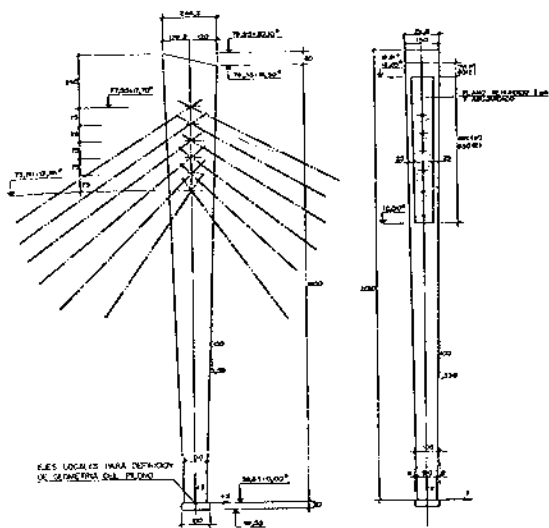


Fig. 3.

SECCIONES HORIZONTALES DEL PILONO
ESCALA 1:20

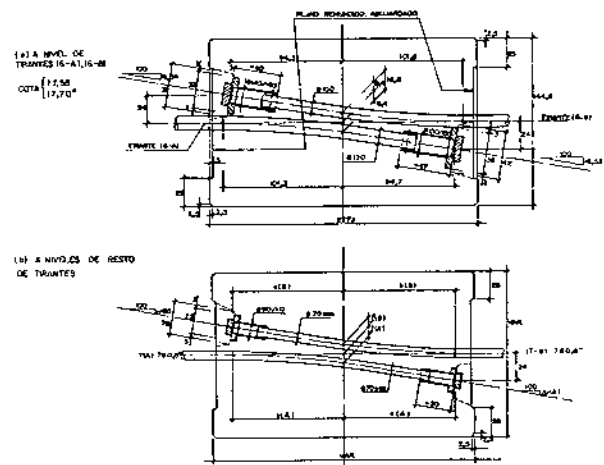


Fig. 4.

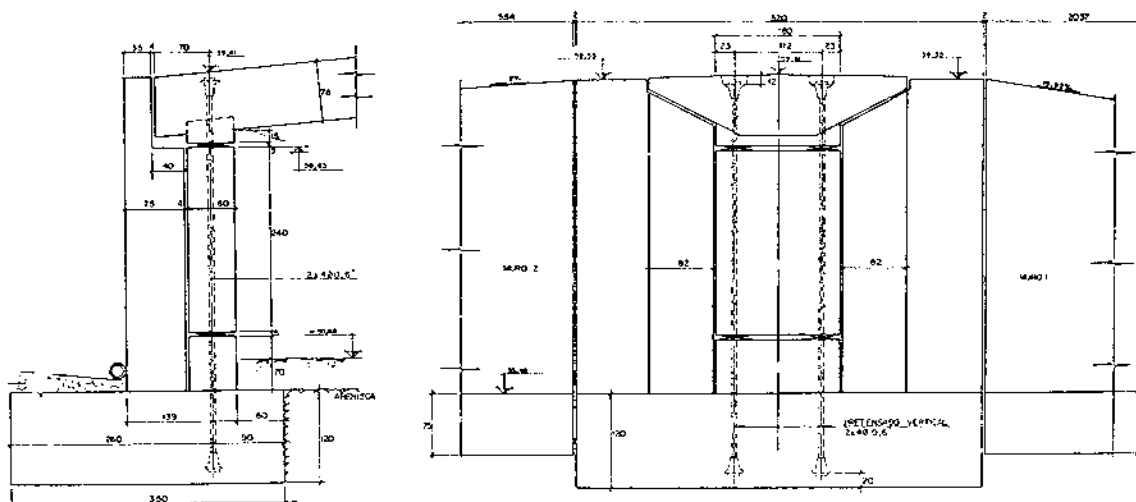


Fig. 5.

SECCION TRANSVERSAL A PASARELA POR EJE DEL PILONO
 ESCALA 1:50

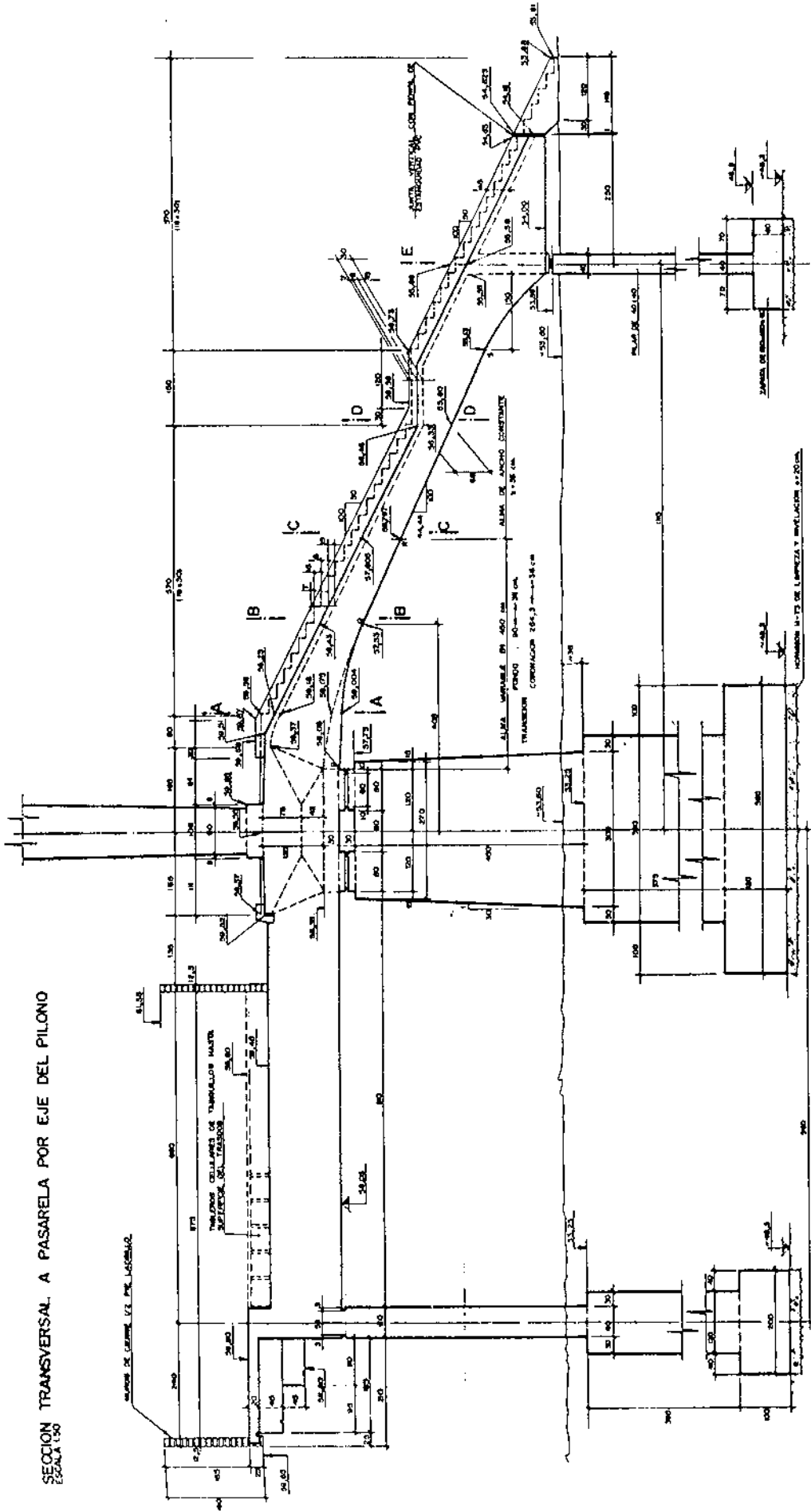


Fig. 6.

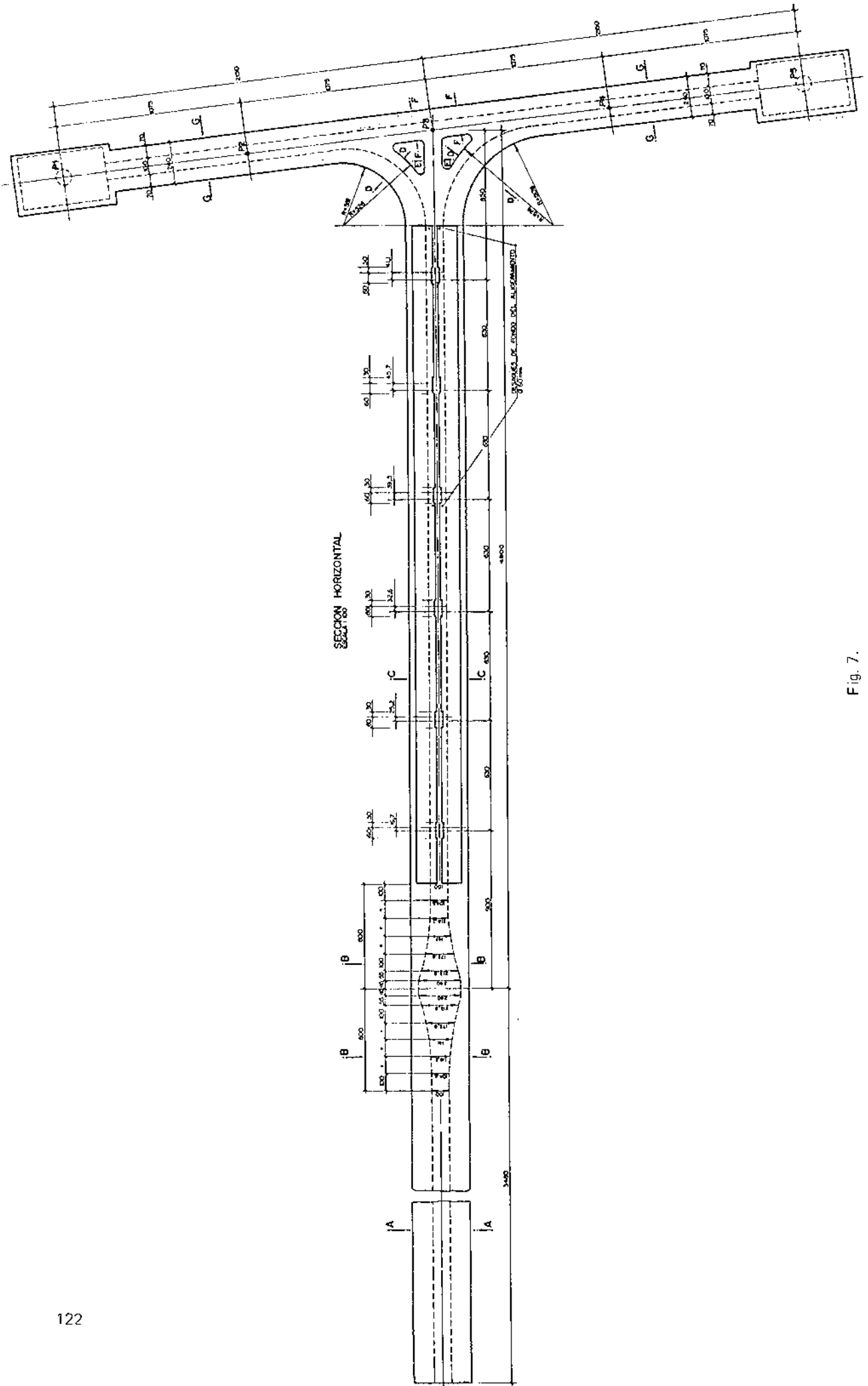


Fig. 7.

sobre la pila central de la obra se materializa mediante sendas rótulas plásticas, constituyendo así el punto fijo de la misma (figura 6).

—Para lograr suficiente desarrollo del camino peatonal, el desembarco en la margen izquierda del río, lado Arrigorriaga, se realiza a través de sendas rampas paralelas al mismo, monolíticas con el dintel principal, junto al que componen una planta en forma de T. Tales rampas se apoyan, a través de placas de neopreno zunchado, en un conjunto de soportes cilíndricos (figura 7).

Esta obra fue ejecutada por Agromán ECSA, siendo Jefe de Obra el Ingeniero Técnico D. José Luis Arriaga, y dirigida por el Ingeniero D. José Ramón Odriozola y los Ingenieros Técnicos de la Diputación Foral de Vizcaya D. Antonio López y D. Antonio Ruiz Gallo. El suministro y pretensado de tirantes fue realizado por CTT.

PASARELA DE CRUCES

Bajo la dirección del ingeniero de la Diputación Foral de Vizcaya D. José Antonio Plaza, este proyecto se ha planteado como obra que ha de salvar de un solo golpe tres calzadas de autopista pertenecientes al nudo de Cruces de la red arterial de Bilbao, con objeto de hacer posible una comunicación peatonal entre los núcleos de Cruces y Baracaldo que, hasta su ejecución, se ha desarrollado con gran riesgo de atropellos y con numerosas víctimas. Además de la luz que había que salvar, del orden de los 55 metros, se planteaba la necesidad de resolver un desnivel de unos 15 metros, lo que ha obligado a concebir una obra con importante desarrollo de rampas y escaleras. El proyecto resultante (figura 8) es una estructura compuesta por una especie de bloque de rampas y escaleras, del que nace un dintel atirantado, cuyo mástil surge precisamente del núcleo delantero de tal bloque. De este bloque nace también otra pasarela transversal, dispuesta a una cota inferior a la del dintel principal, quedando la comunicación vertical entre ambas resuelta a través de las rampas y escaleras.

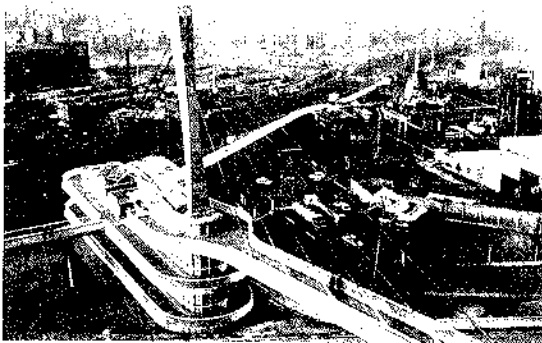


Fig. 8.

En la figura 9 se ofrece una visión global de la obra en planta. Se distinguen allí la pasarela principal, o pasarela I, de 4 vanos, con luces de 14, 16, 18 y 51,60 metros; el bloque de rampas y escaleras, y la pasarela II, viga también continua, de 3 vanos más el de penetración dentro del bloque. Se muestran también las secciones tipo de las pasarelas I y II: Celular la primera, muy similar a la sección tipo de Arrigorriaga, y maciza la segunda, planteadas una y otra en hormigón armado.

La figura 10 muestra una visión más en detalle del bloque de rampas y escaleras. Se organiza éste alrededor de dos núcleos verticales huccos, distanciados 18 metros, disponiéndose, por un lado, las escaleras entre ellos, soportadas por grandes vigas zanca, y dando origen, por otro, a un conjunto de ménsulas transversales y radiales que soportan las losas que materializan las rampas. Con objeto de aumentar la sensación de libertad del peatón (o sea, de reducir la sensación de claustrofobia y el riesgo de atraco de los viandantes), el proyecto se ha planteado de modo que las rampas no contacten con los núcleos verticales, existiendo un espacio libre de 80 cm en todo el contorno interior de las mismas.

Ambos núcleos, enlazados a través de un conjunto de vigas zancas, constituyen un pórtico rígido (figura 11) capaz de recibir tanto la reacción vertical de la pasarela I como las fuerzas horizontales del sistema de atirantamiento. El pie del mástil se dispone sobre el macizado frontal del bloque delantero, mientras que los tirantes de retención se anclan en la cabeza del núcleo posterior.

En la figura 12 se ofrece la sección tipo del sistema de rampas y escaleras, apreciándose las dos vigas zancas centrales, las ménsulas que, a modo de diafragma transversal, en ellas apoyan y la losa de 15 cm de espesor que materializa las rampas. Como remate externo, disponen éstas de impostas prefabricadas. Por su borde interno, hemos dispuesto un remate simple que aloja a la barandilla.

La figura 13 muestra el diseño del mástil, concebido como pieza arquitectónica, articulada en su base sobre el núcleo delantero del bloque de rampas. En sentido del alzado general, sus dimensiones crecen de abajo hacia arriba linealmente, mientras que, en el otro sentido, ofrece un alzado de doble trapecio, suavizado por curvas de enlace. El ancho máximo del mástil se da en su base, donde hay que desarrollar un par de rótulas plásticas, mientras que el máximo canto aparece en su coronación, donde hay que alojar los anclajes activos de los tirantes. El detalle de las rótulas de base puede verse en la figura 14.

Los tirantes, compuestos por un número de cordones de 0,6" variable entre 7 y 9, se anclan

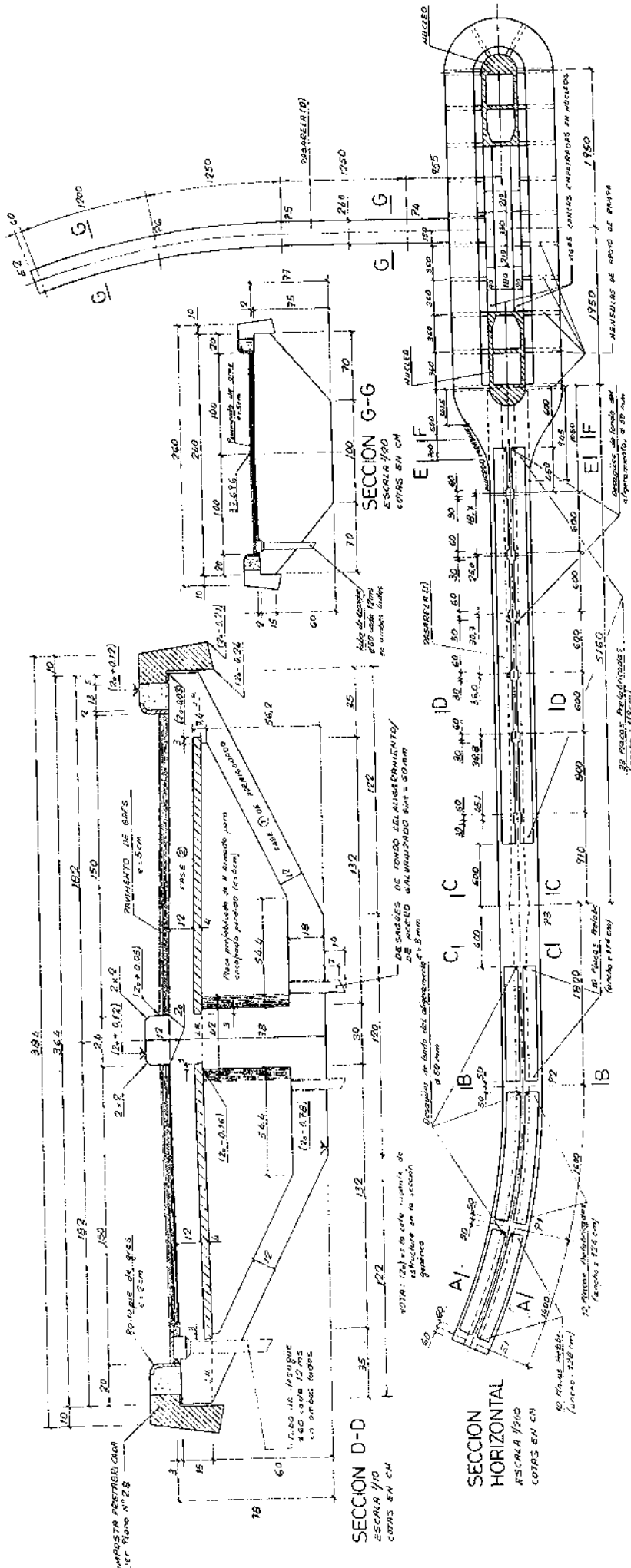


Fig. 9.

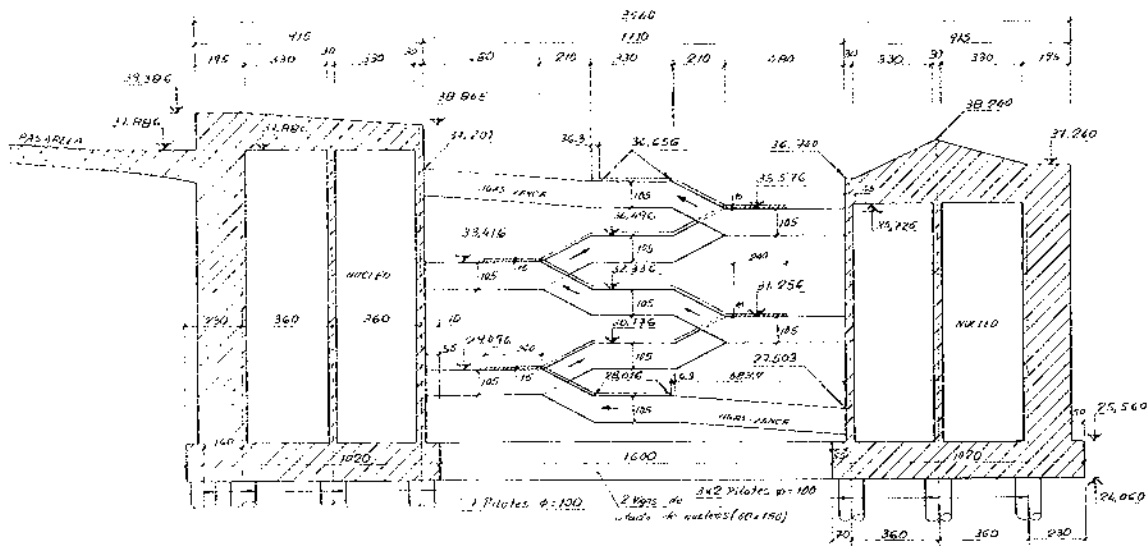


Fig. 11.

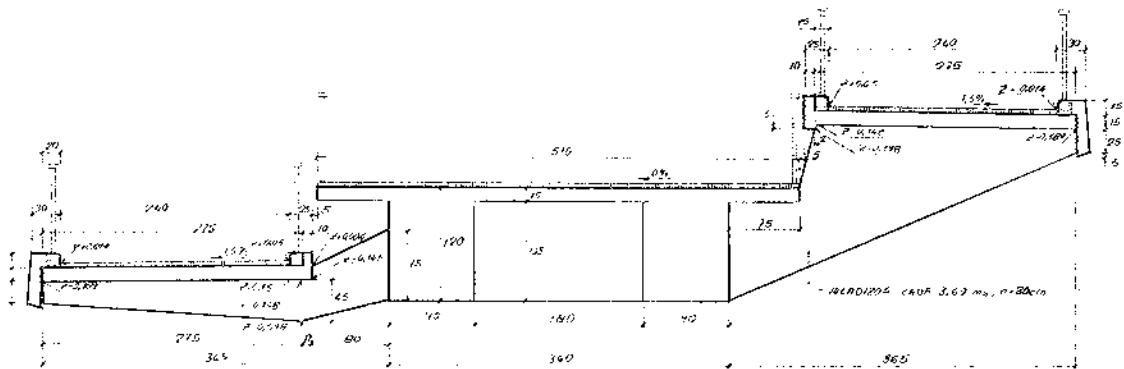


Fig. 12.

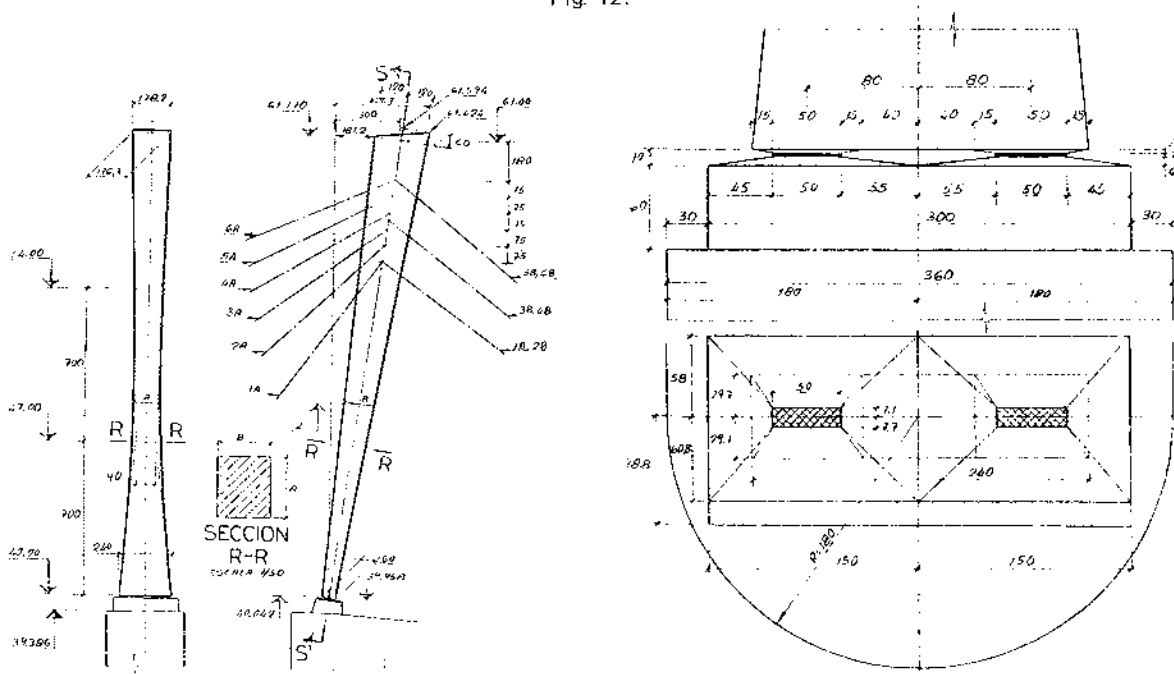


Fig. 13.

Fig. 14.

en anclajes pasivos dentro del tablero y en activos en la zona de coronación del mástil. El cruce de unos y otros en esta cabeza se ha resuelto disponiendo un doble plano de tirantes de retención, cuyo aspecto externo puede verse en la figura 15. Los tirantes se han compuesto mediante cordones individuales autoprotégidos en vainas individuales de polietileno, con inclusión de brea-epoxi. El conjunto de cordones se ha alojado en el interior de un tubo de acero galvanizado y revestido externamente por sintezización de un producto plástico de color azul prusia. Como protección antivandálica, las partes bajas de cada tirante se han revestido con cubierta externa de acero inoxidable.

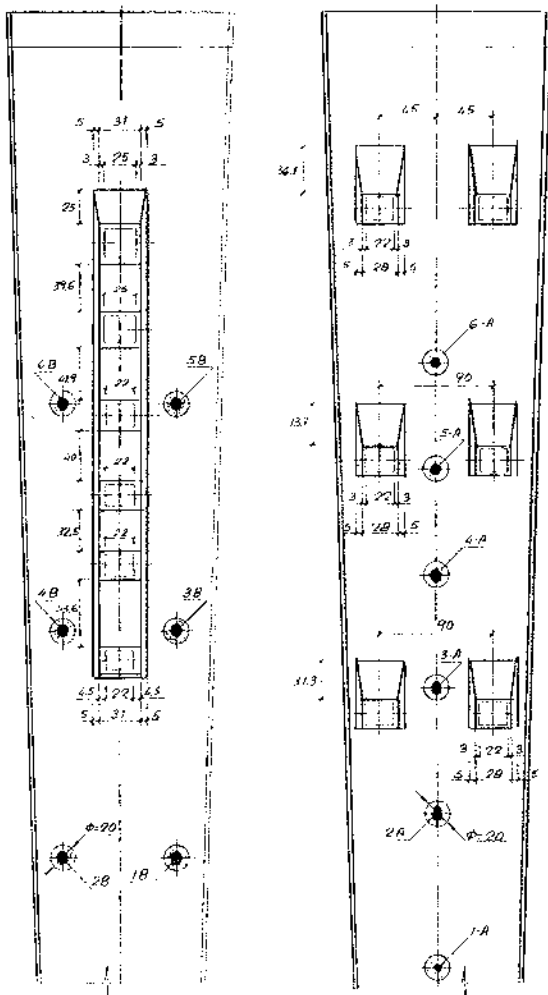


Fig. 15.

La totalidad de la obra ha sido ejecutada sobre cimbra fija. El mástil fue hormigonado apoyándose en una torre provisional inclinada. Al hallarse el pilono articulado en su base, la puesta en carga de los tirantes principales y de retención se efectuó, siguiendo un cuidadoso programa, por pequeños escalones, de modo que ni el mástil se separara de su torre de apoyo ni ésta sufriera presiones excesivas por el

empuje de los tirantes de retención. A un cierto nivel de cargas, y hallándose en equilibrio estático el mástil con las fuerzas de ambos grupos de tirantes, se procedió a aflojar husillos, separando la torre de sustentación provisional.

Aunque aquí no se ha hablado más que de la estructura, éste es un proyecto que ha dedicado tanto esfuerzo al diseño estructural como a los aspectos urbanísticos, que han incluido plazoletas, ajardinamientos y vías peatonales. Como muestra de ello, la figura 16 muestra una sencilla escalinata desarrollada en uno de los taludes.

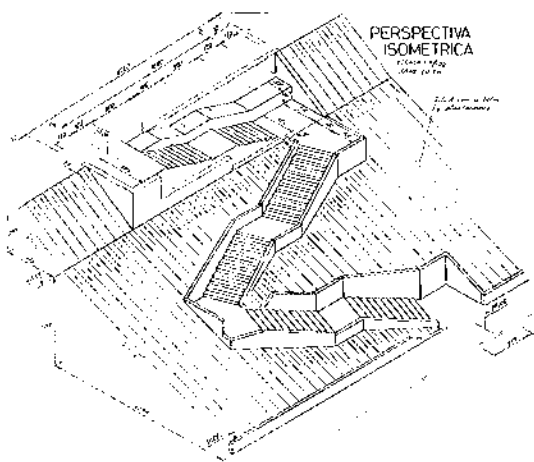


Fig. 16.



Fig. 17.

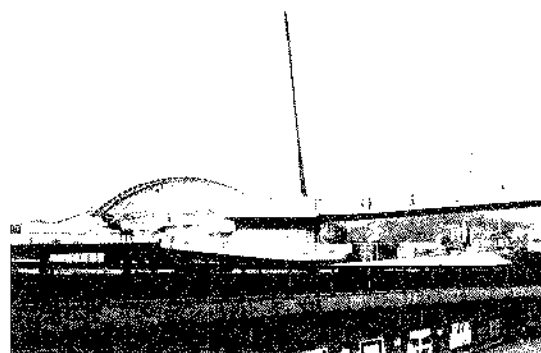


Fig. 18.

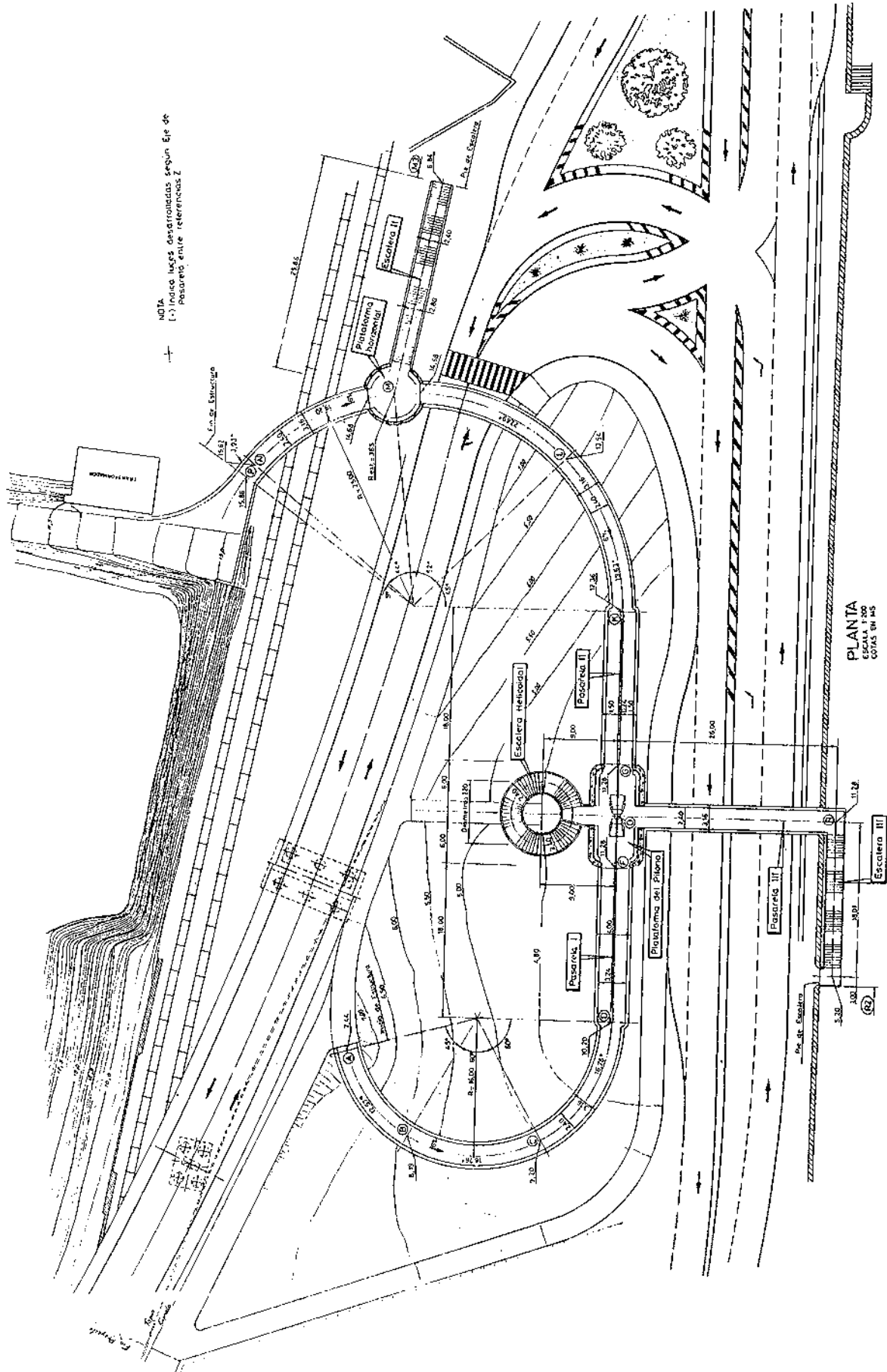


Fig. 19.

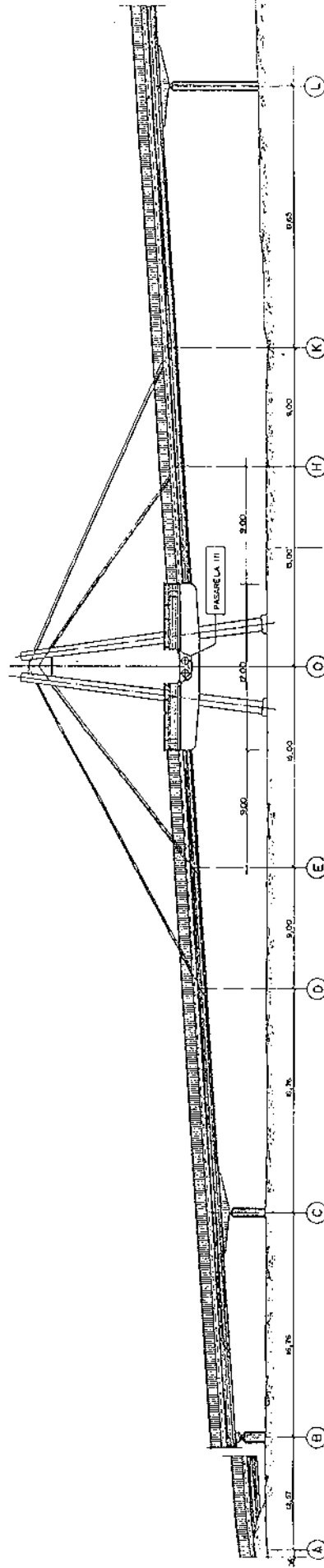


Fig. 20.

En las figuras 17 y 18 se muestran fotos de la obra terminada. En particular, puede apreciarse la cubierta en arco, compuesta por estructura tubular revestida de plástico transparente, que protege al área de escaleras del agua de lluvia y los remates con imposta prefabricada de los núcleos, así como rampas y pasarelas. También pueden verse los nervios decorativos verticales con que se han recubierto los núcleos, buscando marcar el ritmo de la modulación general de la obra. Tanto el hormigón del mástil, como el de impostas y nervios decorativos, se ha fabricado con áridos rojizos, lo que confiere a la obra una tonalidad suave, como de construcción añeja, facilitando su integración en un entorno industrial duro. El azul brillante de los tirantes y el blanco de las barandillas riman bien con el ocre del hormigón y marcan líneas de orden en una zona confusa, donde edificios abigarrados aparecen como vecinos de viejas industrias. Las vías peatonales, en su conjunto, representan un esfuerzo de humanización y dignificación de ese entorno y hay que confiar en que, al igual que ocurrió en Arrigorriaga, esta obra represente el inicio de un necesario proceso de renovación urbanística.

Este proyecto ha sido construido por la empresa FEGALSA-EKONE, de Bilbao, siendo Jefe de Obra el ingeniero D. Juan María Cruz, habiendo actuado como Director de Obra D. Carlos Gascón, ingeniero de la Diputación Foral. El suministro y pretensado de los tirantes ha corrido a cargo de CTT, Barcelona.

PASARELA DE ASTRABUDUA

Astrabudúa es un núcleo de población del ayuntamiento de Erandio, en la zona más degradada de la margen derecha de la ría del Nervión. La Diputación de Vizcaya nos encargó el estudio de un nuevo acceso al mismo, separando tráfico rodado de peatonal. El obstáculo fundamental estaba aquí constituido por las vías de los FECC Vascos que dan servicio a Guecho y Las Arenas y que van a convertirse en parte de la red del Metro de Bilbao. Aparte de ello, el proyecto tenía que resolver el desnivel de unos 12 metros que los peatones tenían que ascender en su camino hacia Astrabudúa.

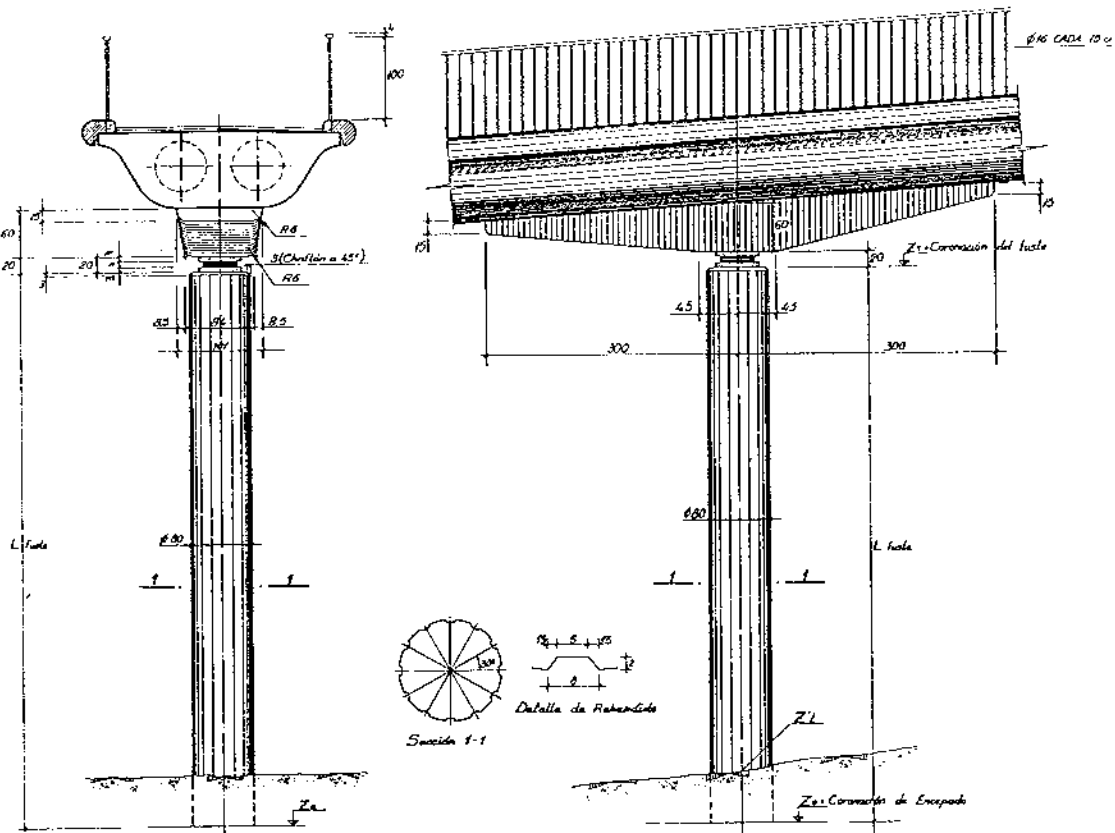


Fig. 21.

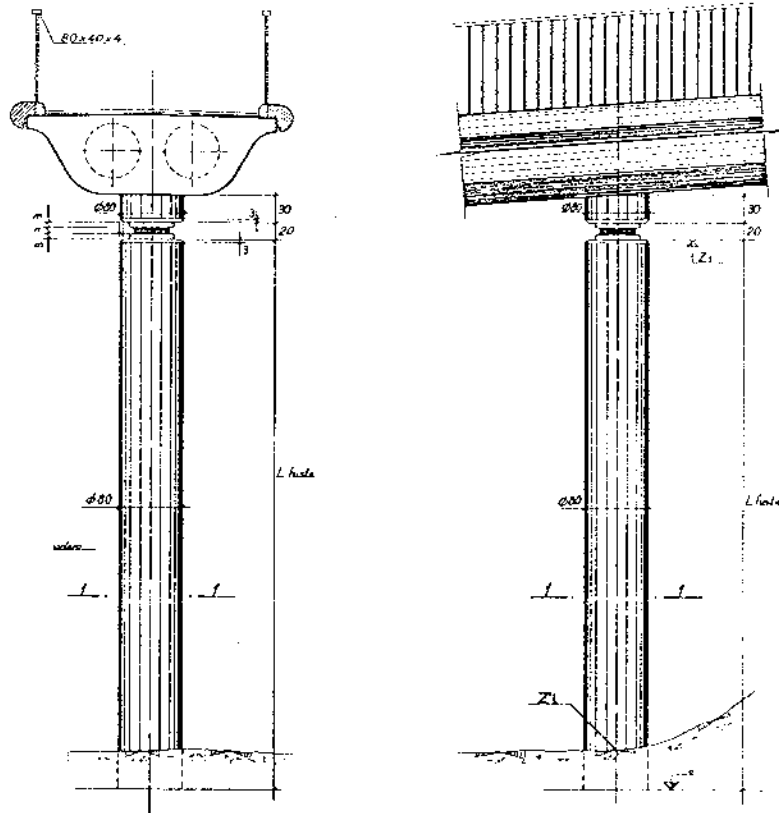


Fig. 22.

El proyecto, desarrollado bajo la dirección del Ingeniero de la Diputación Foral D. José Antonio Plaza, se resume en la figura 19. Además de las pasarelas de peatones, se aprecia allí la nueva carretera, con puente de cierta importancia sobre los FFCC Vascos, y el importante espacio urbano que se adecua transformándolo en parque público. Refiriéndonos al sistema de pasarelas, diremos que consta de:

—Sendas pasarelas de planta curva, denominadas I y II, que poseen un tramo recto de encuentro, en cuyo centro se va a disponer un pilono como eje de referencia vertical. A este eje acomete la pasarela III, ortogonal a las anteriores y dispuesta para permitir el cruce a desnivel de la carretera del Puerto de Bilbao, que es paralela a la ría, creándose de tal modo un orden básico en planta. El encuentro de las tres pasarelas se materializa mediante una plataforma ensanchada en la que se disponen bancos y jardineras perimetrales y desde la cual existe una escalera circular que permite una comunicación rápida con el suelo del parque.

La curvatura en planta de las pasarelas I y II, ha venido originada por la necesidad de suficiente desarrollo, pero también como búsqueda de diseño urbanístico de calidad, a entretener con el área ajardinada en que el proyecto convierte todo ese entorno.

La figura 20 muestra un alzado desarrollado de las pasarelas I y II. Se puede ver cómo se trata de un dintel continuo, de un extremo hasta el otro de las mismas y cómo la ausencia de apoyos verticales en los ejes próximos a la plataforma central se ha compensado con tirantes de suspensión. No hace falta decir que este sistema de vías peatonales podría funcionar sin tirantes y con apoyos inferiores, pero aquí se ha buscado, con toda la intención, aportar riqueza de formas estructurales como medio, junto al resto del tratamiento urbanístico, de embellecimiento de una zona residencial extremadamente degradada.

Planteado como centro de la composición, el pilono es un pórtico en forma de A, cuyos pies atraviesan la plataforma principal y llegan hasta el suelo. Salvo la pasarela III, de 25 metros de luz, que dispone de pretensado, la totalidad de dinteles se desarrolla en hormigón armado. Sus luces oscilan entre 12,50 y 23 metros y se resuelve con dintel de 90 cm de canto en sección tipo que se recrece mediante capiteles externos hasta 1,50 m encima de algunos apoyos. Su sección transversal se ha compuesto con superficies curvas e impostas también curvas, estableciéndose aligramientos circulares. En las figuras 21 y 22 pueden verse los diseños de dintel y pila, con y sin capitel de

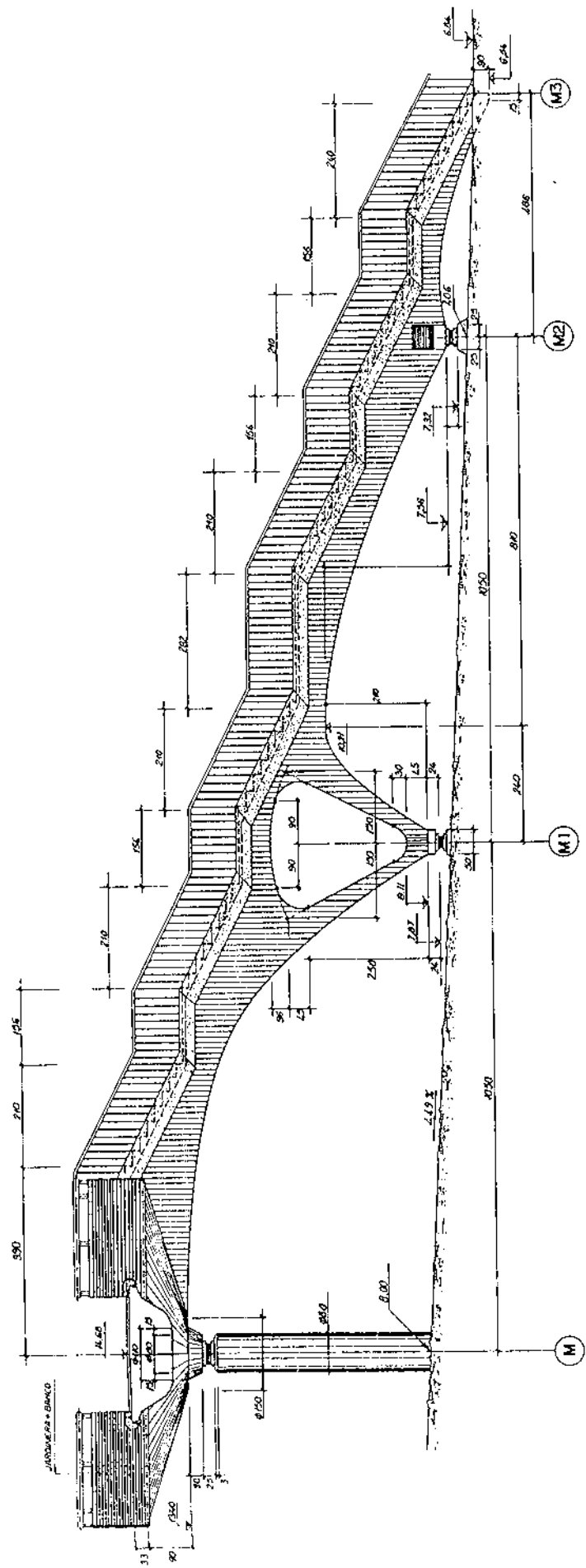


Fig. 23.

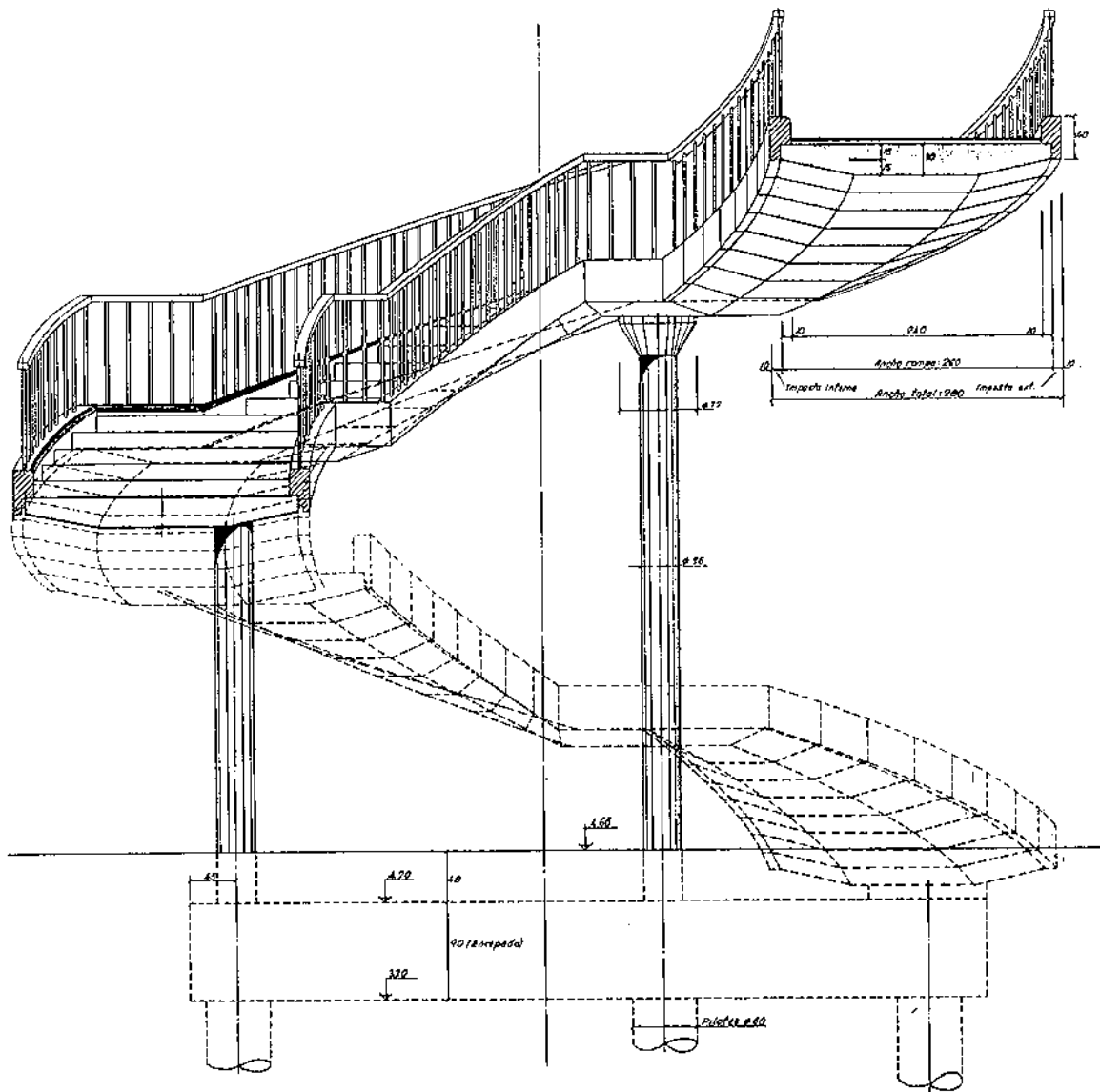


Fig. 24.

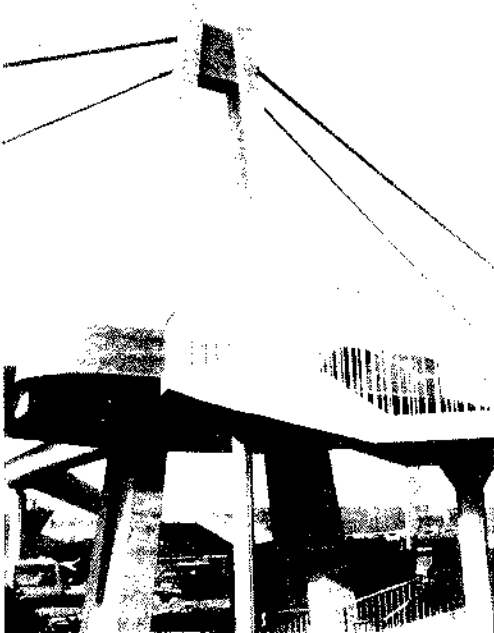


Fig. 25.

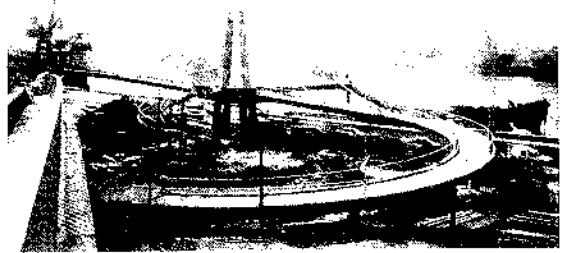


Fig. 26.

recrecido del tablero, así como el tratamiento de las pilas con fuertes rehundidos verticales.

En la figura 23 se muestra una de las escaleras de comunicación rápida y en la 24 la escalera helicoidal que se ha dispuesto detrás del área del pilono. Las fotos 25, 26 y 27 muestran el estado actual de la obra.



Fig. 27.

La ejecución se halla actualmente en fase de acabado, a cargo de EKONE, Bilbao, con D. Juan María Cruz como ingeniero jefe de obra, actuando como Director de la misma el inge-

niero de la Diputación de Vizcaya D. José María Gainza.

RESUMEN

Se expone un conjunto de tres proyectos realizados en el área de Bilbao, de aspecto cuidado, que incluyen estructuras de cruce de ríos y carreteras, en los que las consideraciones urbanísticas han sido determinantes. Son, en concreto, la pasarela de Arrigorriaga (ya mostrada en la pasada Asamblea de la ATEP celebrada en Granada), las vías peatonales en Cruces, que incluyen una estructura atirantada y un bloque de núcleos de subida a la misma, y el conjunto peatonal de acceso a Astrabudúa, que se compone de diferentes pasarelas de hormigón armado y pretensado, con tramos atirantados. Las tres obras se basan en la misma búsqueda de calidad urbanística, razón por la que se exponen conjuntamente.

SUMMARY

A set of three cable-stayed footbridges are included here which show a common interest on the functional, aesthetic and environmental values. They have been built in the heavy industrial area of Bilbao and a serious effort has been made in order to contribute to a really necessary urban improvement of this geographical zone.

* * *

RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES (EDICION REVISADA)

La Asociación Nacional de Fabricantes con Sello CIETAN, en colaboración con el INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION "EDUARDO TORROJA", continuando con la labor divulgadora iniciada con la edición del libro "RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES", publica una segunda edición del mismo, revisada, adecuándola a la Normativa vigente.

El libro persigue un doble objetivo: El primero, informar y dar a conocer a los técnicos y constructores que intervienen en la realización de un forjado, las distintas soluciones constructivas idóneas de acuerdo con la vigente Normativa, según sean los diversos tipos de forjados y apoyos, desde un punto de vista eminentemente práctico, intentando paliar la escasez en España de bibliografía que lo aborde. El segundo es dar a conocer, a todos los sectores implicados en la ejecución de forjados, la existencia de productos con Sello CIETAN.

La obra ofrece un amplio y detallado compendio de soluciones constructivas, desarrolladas de forma gráfica para su mejor y más fácil interpretación. En su redacción han participado todos los sectores implicados: técnicos, fabricantes y organismos públicos y privados ligados a la construcción.

Los interesados en esta publicación deberán dirigirse a:

Secretaría Sello CIETAN
Instituto de Ciencias de la Construcción
"EDUARDO TORROJA"
 C/Serrano Galvache, s/n.
 28033 MADRID
 Tel.: (91) 302 04 40

Viaductos de la Fase II de la ronda urbana de Granada

Juan J. Arenas y Marcos J. Pantaleón
APIA XXI, S.A., Santander

DEFINICION GENERAL

Es un conjunto de 6 viaductos urbanos resueltos como puentes de tramo recto, con tipología de losas continuas de canto variable, de hormigón pretensado.

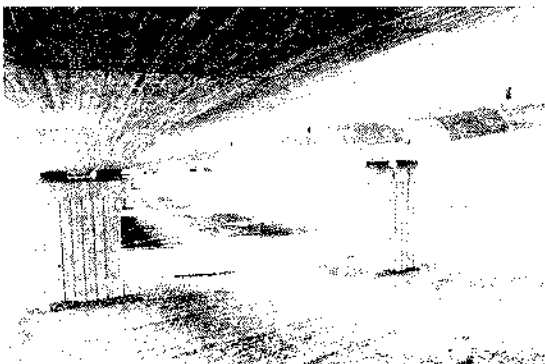
CARACTERISTICAS

Esquema estático: Tramo continuo sobre un par de apoyos lineales en cada pila o estribo.

Longitud total: Variable, del orden de 150 m.

Luces tipo: (22,00 + 3 x 36,00 + 22,00) m.

Ancho de plataforma: 11,00 y 14,50 m.



DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS

Se trata de viaductos dobles, de losas aligeradas, (Fig. 1), cuya sección transversal incluye amplios voladizos laterales (de 350 y 525 cm), y, en algunos viaductos, aligeramientos circulares. En sentido longitudinal se ha dispuesto canto variable entre un mínimo de 100 cm en la clave de los vanos y un máximo de 180 cm sobre pilas. A causa de la inclinación de los paramentos laterales del cuerpo de la losa, tal variación de canto se refleja en una variación de ancho del fondo de losa que varía entre 367 cm en zona de clave y 320 cm sobre pila. El canto varía según parábola cúbica, pero, existiendo luces distintas en el conjunto de viaductos y con objeto de

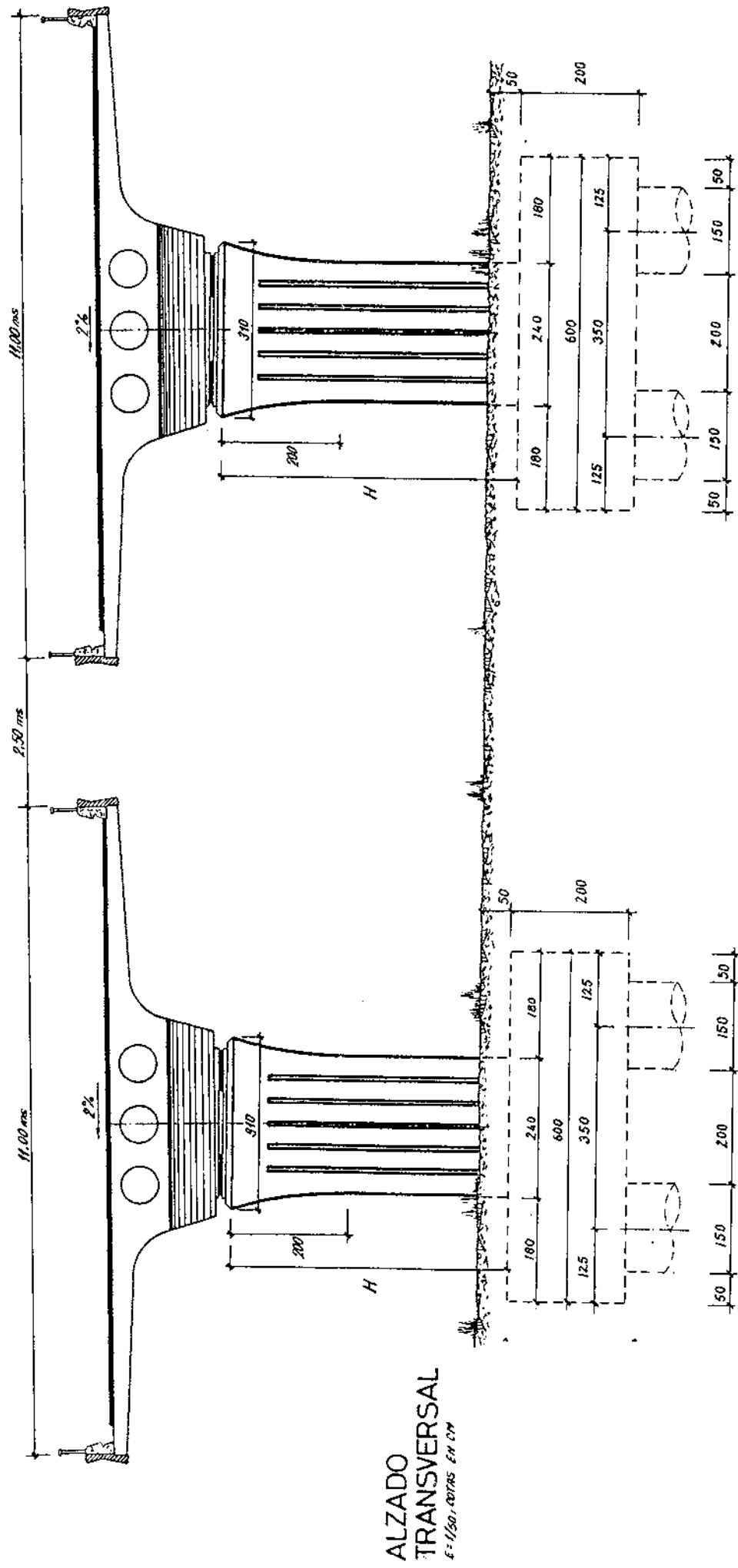


Fig. 1.

aprovechar el encofrado del tablero, hemos plantado zonas de canto constante en los de mayor abertura.

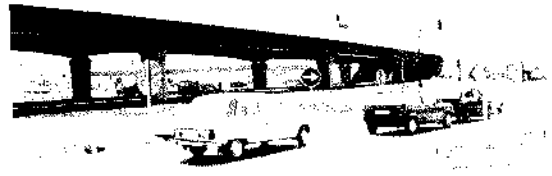
Para reducir al mínimo la dimensión transversal de las pilas, las placas de apoyo de neopreno se han espaciado sólo 180 cm entre ejes, en condiciones estrictas de seguridad al despegue. Al ser Granada zona de alta sismicidad, hemos recurrido a placas de apoyo con superficies finales de chapa gofrada, lo que garantiza alto rozamiento con el hormigón en contacto. Las pilas son cuerpos simples, de sección rectangular maciza, con ensanchamiento suave de su cabeza y disponiendo de rehundidos verticales. La cimentación está compuesta, en cada pila, por 4 ó 6 pilotes excavados, de 150 cm de diámetro.



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Los viaductos se han ejecutado sobre cimbrado a vano a vano, con juntas al cuarto de la luz y acopladores para los tendones de pretensado longitudinal. El orden de ejecución normal ha sido empezar por un extremo del tablero y terminar por el otro. Sin embargo, por razones del tráfico inferior, uno de los viaductos debió iniciarse por su vano central, progresando hacia uno de los estribos primero y hacia el otro después.

En sentido transversal, se han dispuesto barras de pretensado de 36 mm, espaciadas un metro.



Bajo la dirección del ingeniero D. Jesús Bobo Muñoz, de la Demarcación de Carreteras de Andalucía Oriental del M.O.P.T., la obra ha sido ejecutada por Hispano Alemana de Construcciones, S.A., actuando como ingeniero jefe de obra D. Alfonso Fidalgo. El pretensado, tanto en tendones longitudinales como en barras MacAlloy transversales, ha sido suministrado por CTT.

RESUMEN

Esta comunicación expone las líneas básicas de un conjunto de viaductos pertenecientes a la Ronda de Granada, que han tratado de combinar calidad estructural y cuidado en el diseño con la mayor simplicidad y repetitividad constructiva.

SUMMARY

This paper shows the global ideas about a set of urban bridges built in an urban ringroad at Granada, where an effort has been made in order to make compatible a combination of structural quality and good design with erection simplicity and industrial performance.



BASES DE DATOS

Consejo Superior de Investigaciones Científicas

Base de Datos Referencial
especializada en publicaciones
periódicas españolas de
CIENCIA Y TECNOLOGIA

ICYT

TEMATICA: Agronomía, Astronomía, Astrofísica, Ciencias de la Vida, Ciencias de la Tierra y el Espacio, Farmacología, Física, Matemáticas, Química y Tecnología.

FUENTES: 525 publicaciones periódicas

PERIODO DE COBERTURA: Desde 1979 hasta la actualidad

VOLUMEN: 59.000 referencias

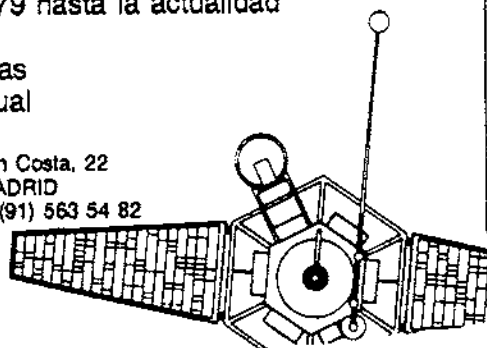
CRECIMIENTO ANUAL: 6.500 referencias

PERIODO DE ACTUALIZACION: Mensual

PRODUCTOR:

INSTITUTO DE INFORMACION Y
DOCUMENTACION EN CIENCIA Y
TECNOLOGIA (ICYT)

c/ Joaquín Costa, 22
28002 MADRID
Teléfono (91) 563 54 82



Otras Bases de Datos:

IME: Medicina y Areas relacionadas

ISOC: Ciencias Sociales y Humanidades

CIRBIC: Catálogo Colectivo de Libros y Revistas de las
Bibliotecas del CSIC

Para información y suscripciones:

SERVICIO DE DISTRIBUCION DE INFORMACION

Pinar, 19

28006 MADRID

Teléfono (91) 585 56 48/5649/5668

La Pasarela del Lago, en la EXPO'92 de Sevilla

Juan J. Arenas y
Marcos J. Pantaleón
APIA XII, S.A., Santander

Dentro del recinto de la EXPO'92 y sobre su canal interior, se han construido un conjunto de pasarelas peatonales. La más próxima al Lago de España es especialmente significativa por su emplazamiento y anchura. Por ello, y de acuerdo con la División de Proyectos de la Sociedad Estatal, planteamos una solución no convencional que intenta ofrecer una imagen de calidad, tanto tecnológica como arquitectónica. A pesar de su título de pasarela, la estructura se ha proyectado, a petición de EXPO'92, como puente de carretera.

La pasarela del Lago es un puente colgante cuyo tablero está compuesto por nervios principales de hormigón pretensado y que ha hecho uso continuo de operaciones y técnicas del pretensado: Puesta en carga de los cables principales de suspensión del tablero, barras pretensadas de anclaje de las péndolas, así como de los mástiles, al tablero, pretensado vertical de amarre del tablero a los apoyos extremos y, finalmente, anclajes pretensados a la marga de tales apoyos extremos que reciben reacción negativa del tablero.

En las fotografías de la maqueta se aprecia (Fig. 1) su concepción general: Estructura de 3 vanos, con luces laterales de 13,20 m y central de 46,20 m, con vano principal suspendido de sendos cables portantes anclados en potentes pórticos de acero, componiéndose cada uno de éstos de par comprimido, o mástil, y par traccionado, o tirante, que va a anclarse directamente al extremo del vano lateral. Facilitando la comunicación entre los paseos del Canal y el propio tablero del puente, se planteaban unas grandes escalinatas que pueden verse en la maqueta pero que, al final, no se han ejecutado.

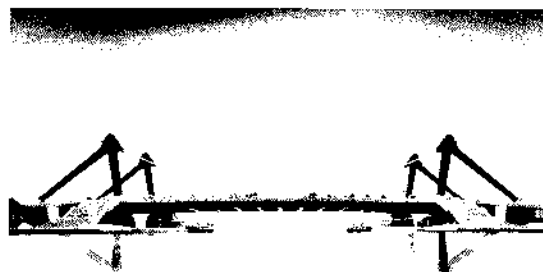


Fig. 1

En la figura 2 se aprecia la composición del tablero: Nervios longitudinales en ambos bordes (de hormigón pretensado) enlazados por nervios transversales (de acero) que puentean el espacio entre ambos (16,60 m entre ejes de nervios longitudinales, o sea, entre planos de suspensión). Los nervios transversales, espaciados 330 cm entre ejes, son piezas artesas, de acero, de canto ligeramente creciente hacia el centro del puente. Se completan con la losa superior de hormigón, de 15 cm de espesor, con la que forman

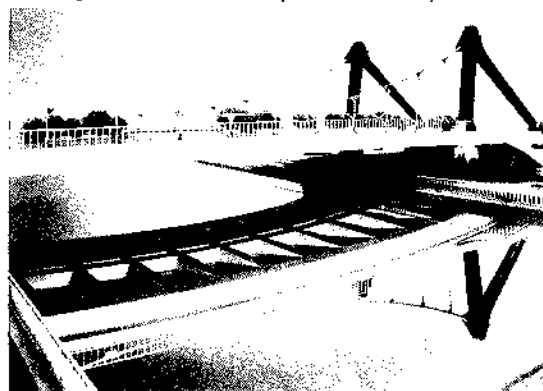
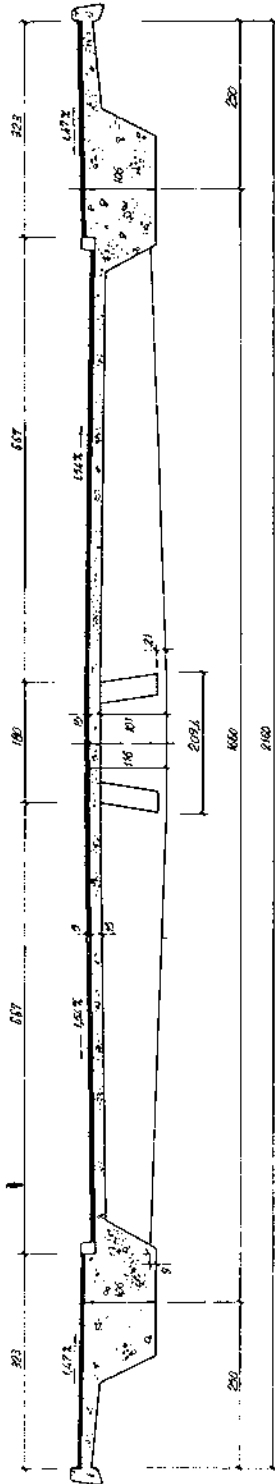
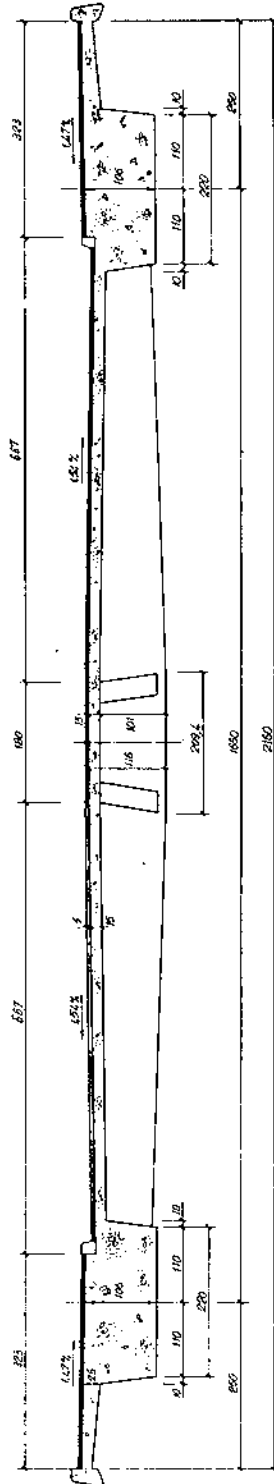


Fig. 2.

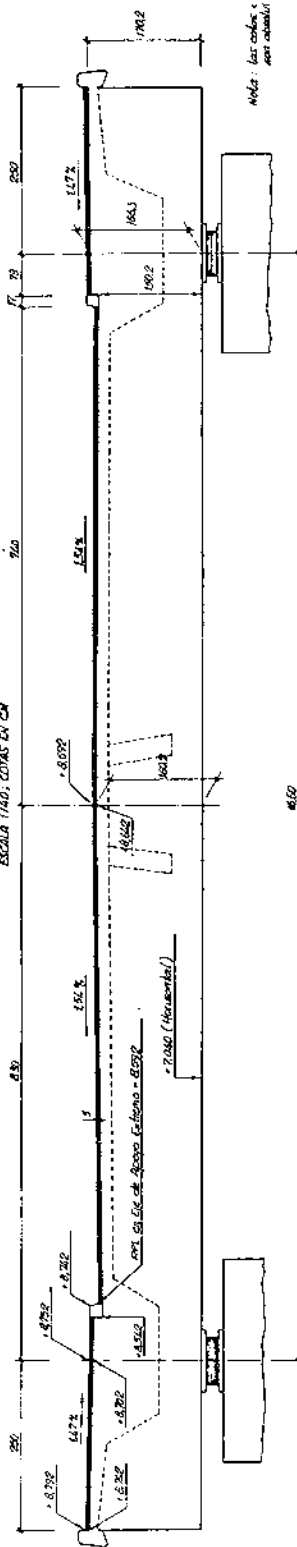
SECCION TRANSVERSAL TIPO
ESCALA 1/40, COTAS EN CM



SECCION TRANSVERSAL POR DIAFRAGMA
ESCALA 1/40, COTAS EN CM



SECCION TRANSVERSAL POR EJE DE APOYO EN PILA
ESCALA 1/40, COTAS EN CM



SECCION TRANSVERSAL POR EJE DE APOYO EXTREMO
ESCALA 1/40, COTAS EN CM

Fig. 5.

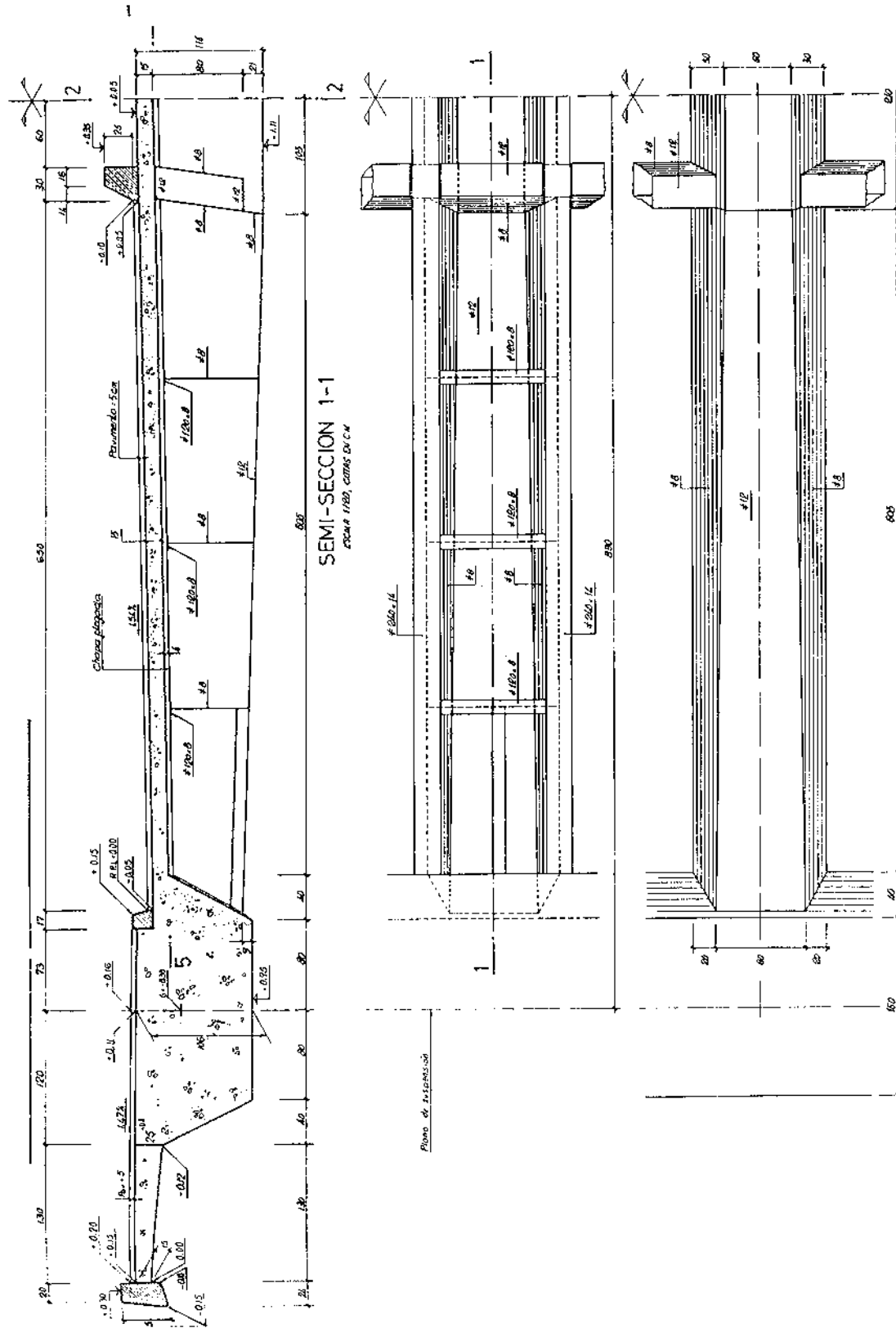


Fig. 6.

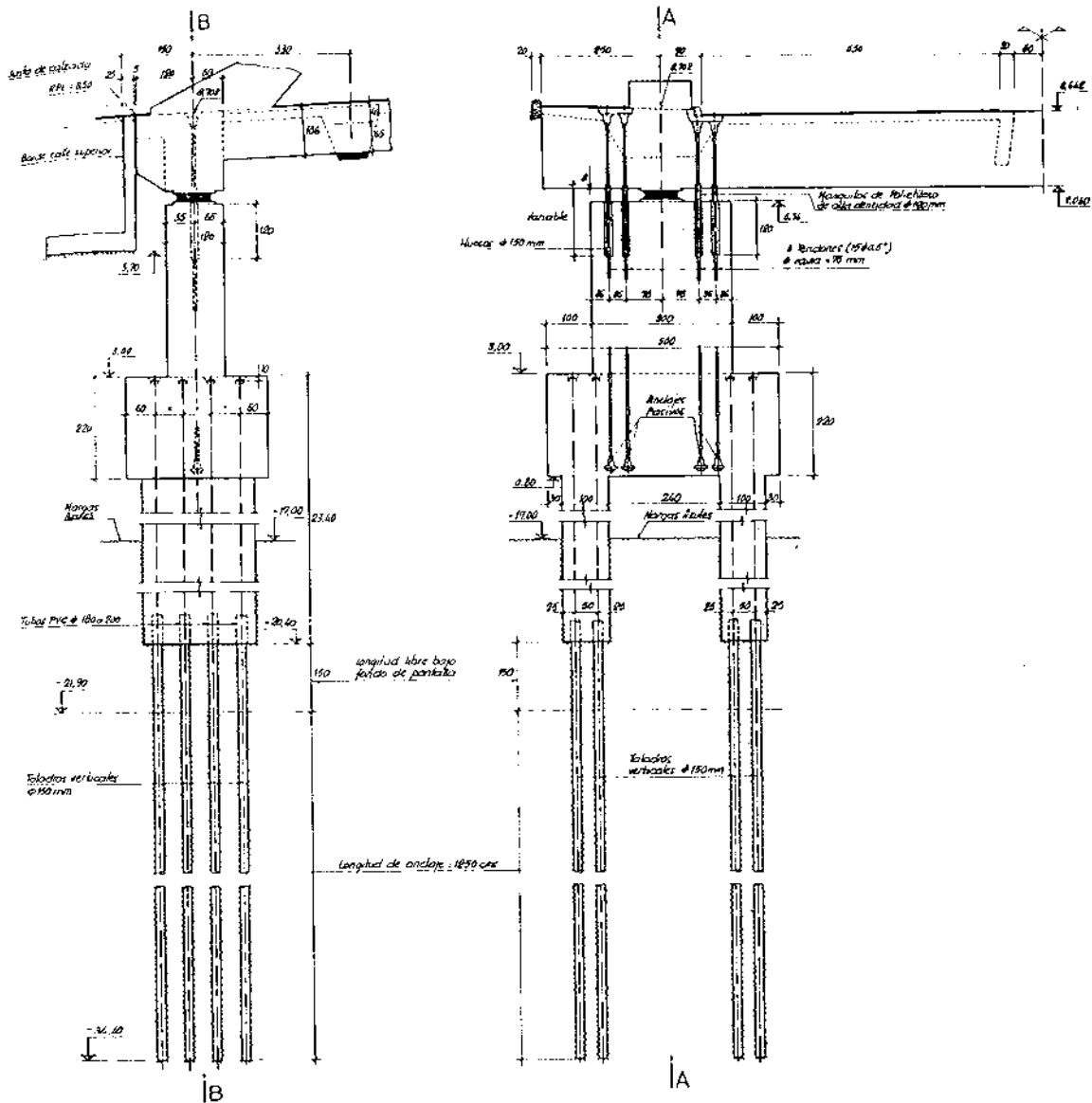


Fig. 7.

sección mixta y disponen de sendas piezas longitudinales de arriostramiento en la zona central. Estas piezas distribuyen entre las transversales la flexión concentrada del vehículo excepcional y facilitan, al tiempo, la abertura de huecos rectangulares en la losa superior, permitiendo el planteamiento de lucernas, que son interesantes para iluminar, con luz tamizada, el Canal (por el que van a circular barcos de viajeros), y para facilitar que el frescor del agua suba también a la superficie del puente. En tales claraboyas se instalan maceteros con plantas colgantes que caen hacia el Canal.

La figura 3 representa el alzado y planta generales de la obra. Tanto el canto reducido del tablero como el trazado curvo en alzado, responden a la búsqueda de gálibo suficiente para el paso de barcos por el Canal. Intentando lograr un sentido dinámico, hemos planteado

mástiles de anclaje inclinados y, por tanto, convergentes en un punto bajo el tablero. Para integrar al máximo todos los elementos, las péndolas de suspensión se han planteado también inclinadas y convergentes en ese mismo punto. Las pilas centrales, de hormigón y muy robustas, tratan de compensar la ligereza del tablero, manteniéndose fuertes frente al mástil de acero que apoya en ellas y confiriendo al conjunto una clara sensación de estabilidad. Se intuye, a la vista de la desproporción de luces, la necesidad de anclar verticalmente el tablero en sus apoyos extremos, lo que, también a nivel de percepción visual, viene reforzado por el volumen de las pilas que han de soportar toda la fuerza añadida de las reacciones negativas extremas.

La figura 4 es un detalle de la geometría del plano de suspensión. Tanto el cable portante

como las rótulas son de tipo cerrado, con 3 capas externas de alambres en Z, de acero galvanizado y con cera protectora relleno todos los intersticios entre ellos. El cable portante, de un diámetro nominal de 123 mm, termina en sendas mazarotas finales, con anclaje externo de tuerca, que permite su puesta en carga mediante gatos. Las péndolas, con diámetro de 36 mm, dotadas de la longitud teórica exacta antes del tesado, se ponen en carga de modo automático al tesar el cable portante. Una de las dos mazarotas de cada cable principal se ha dotado de extensometría para controlar, a lo largo del tiempo, su variación de fuerza.

Superiormente, las péndolas se anclan en el cable portante mediante mordazas que soportan una rótula-mazarota. Por abajo, terminan en otra rótula-mazarota soldada a un palastro de base que se amarra al fondo del nervio de hormigón mediante barras de pretensado ancladas por tuerca. Barras que han permitido un primer ajuste de las longitudes de péndolas y que, tras el relleno del espacio entre la base y la coronación del nervio con mortero, se han pretensado, asegurando el no despegue relativo de ambos.

La figura 5 muestra un conjunto de secciones transversales del tablero, como sección-tipo, por pila central y por el diafragma de apoyo extremo. Se aprecia la geometría global de los nervios longitudinales de hormigón, los transversales de acero y las piezas centrales de arriostamiento, también de acero. Es en el espacio comprendido entre estas últimas donde se instalan los huecos-maceteros-pasos de luz. En la figura 6 puede verse un detalle de tal sección, incluyendo planta espejo y sección horizontal de los nervios transversales de acero y de sus nervios longitudinales de arriostamiento. La variación de canto de los transversales, unida a su sección en artesa, produce una figura tridimensional interesante que, repetida rítmicamente, conduce a un intradós del puente, limpio, rico, ordenado y expresivo.

Finalmente, el anclaje vertical del tablero a

los apoyos extremos ha obligado, como puede verse en la figura 7, a pretensarlo contra sus soportes sustentantes, con tendones ordinarios, con anclajes pasivos en el fondo del encepado. Las pilas se cimentan, en las margas azules, mediante sendas pantallas excavadas, que ha sido preciso anclar al terreno subyacente a través de un conjunto de barras que penetran longitudes del orden de los 12 metros en ellas y que se tesan desde la cara superior del encepado.

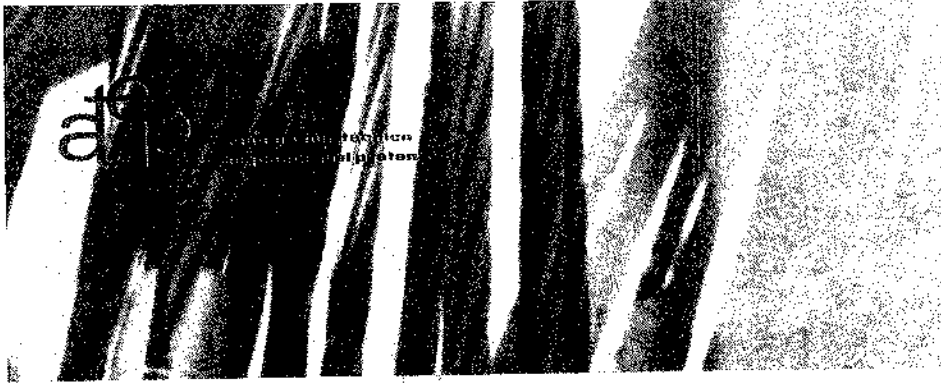
La obra, bajo la dirección de la División de Proyectos y Obras de EXPO'92, ha sido construida por la empresa AUXINI. El pretensado de tendones y barras fue realizado por CTT, quien también llevó a cabo la puesta en carga de las mazarotas de los cables principales. Todo el conjunto de cables, mazarotas y rótulas fue suministrado por la firma alemana PFEIFFER. Las barras de anclaje al suelo de los apoyos extremos, de la casa DYWIDAG, fueron suministradas y puestas en carga por la firma EGESA-BAUER.

RESUMEN

Se muestran aquí las ideas básicas relativas a esta obra, que constituye un pequeño puente colgante con tablero realizado, parte en hormigón pretensado, y parte como estructura mixta acero-hormigón, y donde también se han incluido mástiles de acero estructural y cables cerrados de acero. Diseño especial que sólo puede entenderse en el marco de una exposición universal.

SUMMARY

This contribution includes an overall description of a medium span suspended footbridge where prestress concrete, composite construction, structural steel and steel full locked cables have been used. The final aim of this rather special design has been to contribute to the exciting atmosphere of the EXPO'92 site.



**JORNADAS
sobre
TECNICAS
DEL
HORMIGON
ARMADO
Y
PRETENSADO
EN
CENTRALES
NUCLEARES**



JORNADAS 1986
**TECNICAS DEL HORMIGON
ARMADO Y PRETENSADO EN
CENTRALES NUCLEARES**

EDITADO POR:



**asociación técnica
española del pretensado**

Precio del ejemplar: 3.000 ptas.

Viaductos del tramo Adamuz-Villanueva para el Tren de Alta Velocidad Madrid-Sevilla

José Antonio Llombart

INTRODUCCION

La nueva línea ferroviaria Madrid-Sevilla, para el Tren de Alta Velocidad, atraviesa Sierra Morena por una zona en que, por su accidentada orografía, ha sido necesario construir varios túneles y ocho Viaductos, algunos de los cuales franquean valles de gran altura. La tipología es idéntica en todos los Viaductos, así como el procedimiento constructivo.

DESCRIPCION GENERAL

La Figura 1 muestra un alzado con las dimensiones generales de cada uno de los viaductos.

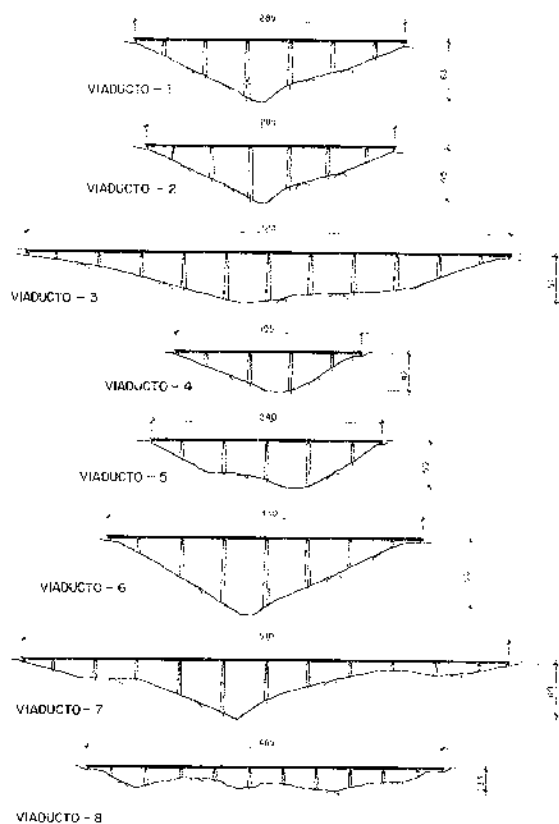


Fig. 1.

El tablero es continuo a lo largo de toda la longitud de cada viaducto y está constituido por una viga-cajón de 3,30 m de canto.

La pendiente longitudinal del tablero, de 12 milésimas, es idéntica para todos los viaductos. En cuanto al trazado en planta, cuatro de los viaductos discurren en curva circular de radio 2.300 m, uno en curva de 4.000 m de radio y los dos restantes se encuentran en alineación recta.

CRITERIOS DE DISEÑO

Dada la magnitud de la obra que se iba a realizar por un solo constructor, con una longitud total de tablero de 2.820 m, se ha llevado a cabo el estudio de la solución, habiéndose considerado globalmente criterios relativos a tipología estructural, rapidez y facilidad de construcción, economía de materiales, tipificación de elementos y optimización de la conservación de la obra a largo plazo.

SISTEMA CONSTRUCTIVO

Las especiales dificultades de acceso y la consideración de la altura de las pilas, que en algunos casos alcanza los 80 metros, han determinado el proceso constructivo de cada uno de los tableros, mediante su empuje desde una ladera (Figura 2), con la ayuda de una "nariz" frontal de lanzamiento (Figura 3).

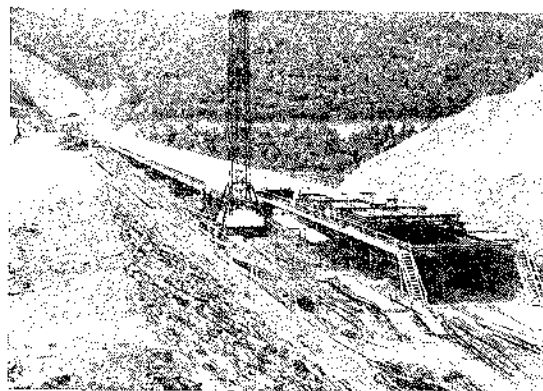


Fig. 2.



Fig. 3.

Las pilas se han ejecutado mediante encofrados deslizantes (Figura 4).

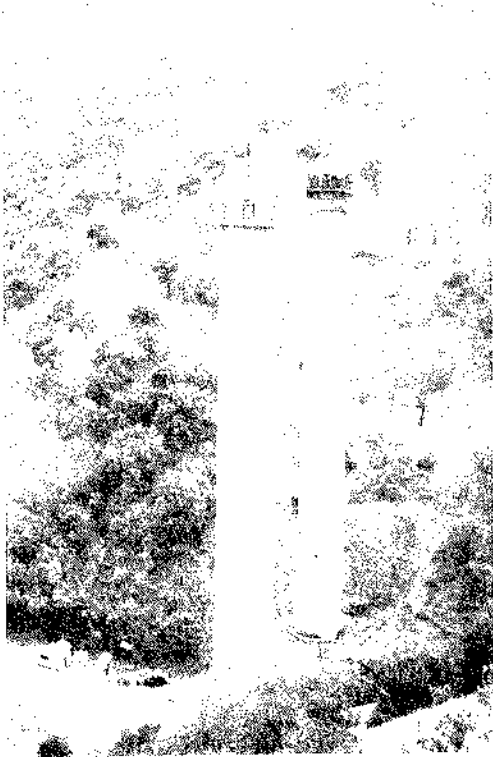


Fig. 4.

TIPOLOGIA ESTRUCTURAL. APOYOS DEL TABLERO

El tablero de cada uno de los Viaductos está constituido por una viga-cajón, continua en toda su longitud.

Longitudinalmente, el tablero está coaccionado en uno de los extremos situado sobre el correspondiente estribo, habiéndose dispuesto apoyos deslizantes en el resto del tablero, sobre las pilas y el estribo opuesto.

Tal disposición es común para todos los viaductos, cuya longitud total máxima es de 510 m para los V-3 y V-7.

Las cargas correspondientes al frenado se transmiten a través del tablero hasta el apoyo fijo, sobre uno de los estribos, con lo que las pilas no están afectadas por dicha sollicitación en su coronación, debido a la naturaleza de los apoyos deslizantes.

El tablero descansa sobre cada pila mediante dos aparatos de apoyo; uno de ellos con posibilidad de desplazamiento multidireccional y el otro unidireccional, con coacción transversal, tal como es habitual en este tipo de puentes continuos. (Figura 5).

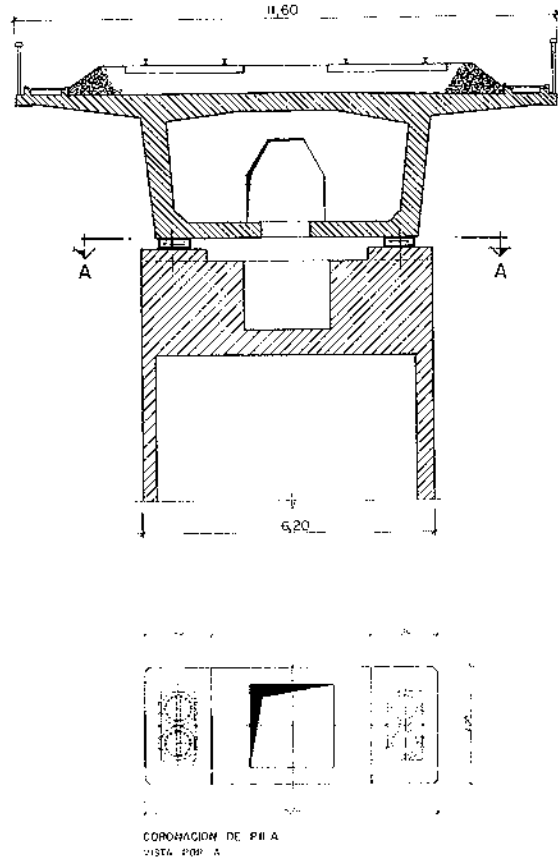


Fig. 5.

Las acciones transversales sobre el tablero (fuerza centrífuga y viento) se transmiten a las pilas a través de los aparatos de apoyo. La determinación de la respuesta estructural de las pilas se ha llevado a cabo mediante un estudio del reparto de dichas cargas, teniendo en cuenta la rigidez global de la estructura. Los resultados del cálculo han mostrado que las pilas de menor altura y por tanto de mayor rigidez, absorben una acción notablemente superior al de las pilas altas y que en algunos casos alcanza un valor del orden de tres veces del que se deduciría de un reparto uniforme. Ello ha motivado la disposición, en las pilas de menor altura de los viaductos curvos, de unos aparatos especiales de gran capacidad de carga frente a las acciones

transversales, debido a que la relación entre las fuerzas horizontales y verticales resulta extremadamente alta.

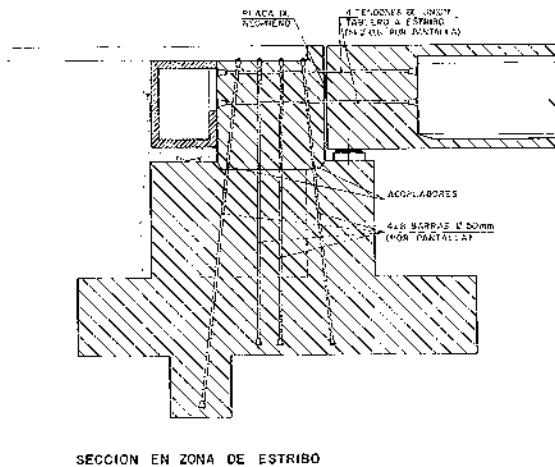


Fig. 6.

La transmisión de las acciones longitudinales del tablero al estribo fijo se efectúa a través de un sistema de topes de neopreno zunchado y la adición de unos anclajes pretensados mediante tendones dispuestos horizontalmente, con una longitud suficiente, para que no exista coacción frente al libre giro del tablero (Figura 6). Todos los sistemas mencionados han sido diseñados previniéndose la posibilidad de ser sustituidos.

ACCIONES DE CALCULO CONSIDERADAS

En el desarrollo del Proyecto se han tenido en cuenta, conjuntamente, las Normas Internacionales U.I.C. y la Instrucción Española vigente relativa a las Acciones que hay que considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril.

La consideración de esta última Norma en el desarrollo de este Proyecto ha exigido abordar y resolver una serie de problemas técnicos, poco habituales, derivados de la magnitud de las cargas horizontales que tenían que resistir las estructuras.

Los Viaductos V-3 y V-7 tienen una longitud de 510 metros. En cada uno de estos Viaductos, la fuerza horizontal debida al frenado y arranque, deducida de la Norma, alcanza un valor de **1.300 toneladas**, que deben ser transmitidas y resistidas por el estribo en que queda fijo el tablero.

La información disponible acerca de los pesos reales de los actuales trenes y el contraste con otras normas extranjeras, hace pensar que las acciones horizontales tenidas en cuenta son excesivamente conservadoras y que se precisa una revisión de nuestra normativa vigente.

A título de referencia, cabe indicar que la Norma Alemana DS899/59 limita la fuerza de frenado que se debe considerar, a 740 toneladas, como máximo, sea cual fuere la longitud de un Viaducto. El Viaducto de Enz, de 1.044 m de longitud, recientemente construido en Alemania para la línea de Alta Velocidad Mannheim-Stuttgart, ha sido verificado para soportar la citada acción horizontal de 740 toneladas. El sistema de transmisión de cargas horizontales del tablero al estribo incluye la disposición de unos amortiguadores hidráulicos.

Otro ejemplo internacional: El Viaducto Olifants River, en Africa del Sur, de 1.035 metros de longitud, fue en su momento el puente con tablero empujado más largo del mundo. Fue construido expresamente para una nueva vía destinada a trenes especiales para el transporte de mineral, cuyos vagones tienen una carga real, por eje, de 30 toneladas. La acción horizontal de frenado considerada en el proyecto fue de 1.100 toneladas. En la Figura 7 puede verse una impresionante fotografía del Viaducto Olifants River, en la que aparece un larguísimo convoy del que no se divisa su extremo trasero, arrastrado por cinco locomotoras Diesel.



Fig. 7.

En cuanto a la fuerza centrífuga, cabe asimismo establecer una análoga observación. Dicha acción horizontal, que considera trenes tipo B, cuyo peso es de 12 t/ml y 10 t/ml, circulando a 200 km/h, no parece adecuada para el caso real de ferrocarriles de alta velocidad.

En los Viaductos del tramo Adamuz-Villanueva, se ha calculado la fuerza centrífuga de acuerdo con la Norma. La situación de los Viaductos, en zona montañosa, ha precisado la disposición de pilas de distintas alturas, comprendidas entre 13 y 80 metros, dentro de un mismo Viaducto. Tal como se ha mencionado anteriormente, se ha realizado un estudio encaminado a determinar el reparto de cargas horizontales debidas a la fuerza centrífuga y viento. Para ello se ha tenido en cuenta la geometría real de cada viaducto, número y altura de pilas y rigidez de los elementos estructurales (pilas y estribos).

Para el caso más desfavorable, existen apoyos

cuya carga horizontal que hay que transmitir, deducida del cálculo, alcanza las 300 toneladas.

APARATOS DE APOYO

Cada uno de los aparatos de apoyo está constituido por el conjunto de dos elementos tipo "POT", a base de elastómero encerrado en un recipiente metálico.

Todos los aparatos son deslizantes en el sentido longitudinal del Viaducto y uno de ellos, en cada pila, tiene un dispositivo de coacción transversal, que permite la transmisión de las correspondientes acciones a la pila (fuerza centrífuga, viento, efecto lazo, etc).

La disposición de este tipo especial de aparatos ha resultado ser enormemente ventajosa para esta obra. Por un lado, su capacidad de transmisión de cargas horizontales es mucho mayor que la de los aparatos constituidos por simple "POT". Durante la fase de avance en el proceso de empuje del tablero, la disposición en línea de los dos cilindros es tal, que la carga vertical de los tabiques verticales de la viga-cajón es transmitida a la pila sin producir prácticamente flexión en la losa horizontal inferior. Una vez concluido el avance, existe un diafragma transversal, en el interior de la viga-cajón, en la zona de apoyos. La transmisión de las cargas de servicio se realiza favorablemente gracias a la posición de los aparatos de apoyo, situados inmediatamente por debajo de las almas de la viga-cajón, por lo que el diafragma transversal apenas ejerce la función de "puente" de reparto de cargas. Ello ha permitido crear en el diafragma una gran abertura que permitirá, en el futuro, el paso de vehículos ligeros por el interior de la viga-cajón, en toda su longitud.

La función estructural de cada diafragma se ha limitado, prácticamente, a coartar la distorsión transversal del tablero y a transmitir eficazmente las acciones transversales a los apoyos, estando capacitado al mismo tiempo para rigidizar la zona y permitir la colocación, en su

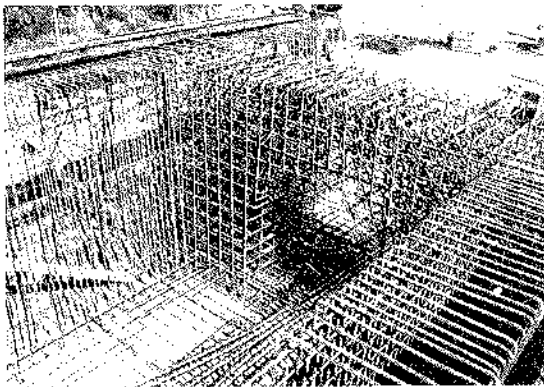


Fig. 8.

parte inferior, de gatos hidráulicos para un ocasional levantamiento del tablero.

La magnitud de las cargas horizontales que tiene que transmitir el diafragma, ha exigido llevar a cabo un detallado estudio local, habiendo sido preciso disponer fuertes cuantías de armadura pasiva para resistir adecuadamente los esfuerzos deducidos. (Figura 8).

CONSERVACION

La importancia de la Obra Pública que se iba a realizar y el hecho de constituir la infraestructura de una nueva línea de Ferrocarril de Alta Velocidad de gran trascendencia en las comunicaciones del país, han traído consigo la exigencia de plantear el diseño con criterios de futuro en lo referente a la durabilidad y conservación.

La situación de los viaductos, en zona montañosa, y la considerable altura de las pilas, dificultan el acceso desde el fondo de los valles para las operaciones propias de inspección y mantenimiento de los tableros, en especial, los aparatos de apoyo cuyo correcto funcionamiento debe garantizarse de forma permanente.

Por todo ello el diseño de la estructura se ha realizado de forma que se cumplen los siguientes requisitos:

— Acceso al interior de la viga-cajón por una puerta practicada en uno de los estribos de cada viaducto. La entrada se encuentra en una zona accesible y permite la carga y descarga de todos los materiales necesarios para la conservación (Figura 9).

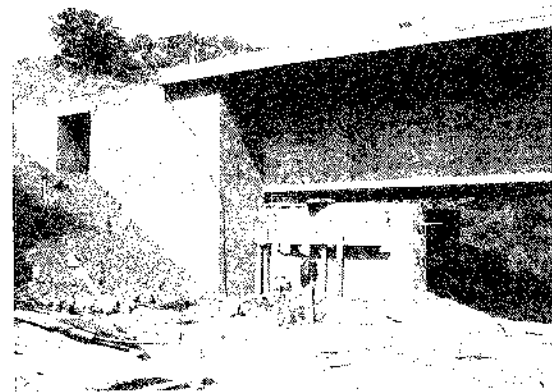


Fig. 9.

— Creación de unas condiciones, en el interior de la viga-cajón, con la suficiente diafanidad como para poder circular vehículos para transporte de personal y cualquier tipo de elementos relacionados con la conservación y la eventual sustitución de los aparatos de apoyo, cuyo peso es del orden de las 2 toneladas (Figura 10).

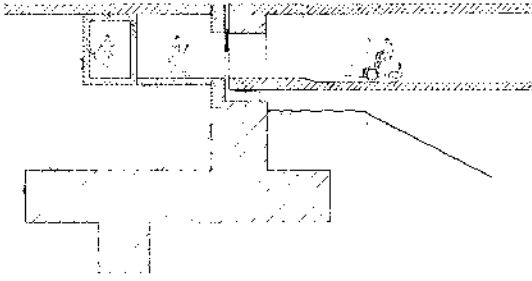


Fig. 10.

—Acceso, a través de unas trampillas situadas en la losa inferior de la viga cajón, a la coronación de cada una de las pilas (Figuras 11 y 12). Las dimensiones de las trampillas son tales, que es posible el paso de personal y de los aparatos de apoyo que se vayan a sustituir. La adición de un pequeño cabrestante colgado del dintel correspondiente al diafragma de la viga cajón situado en zona de apoyos, permitirá ejecutar las operaciones de izado en óptimas condiciones de seguridad y rapidez. (Véase en la figura 13, el orificio en la losa inferior, en una fase constructiva de avance, en que todavía no ha alcanzado su posición definitiva sobre la pila).

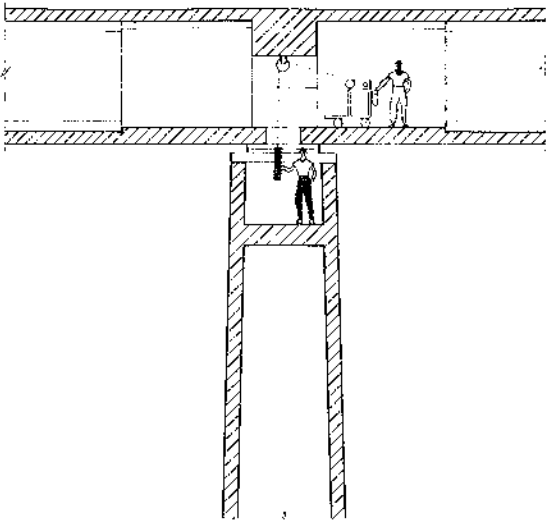


Fig. 11.



Fig. 12.

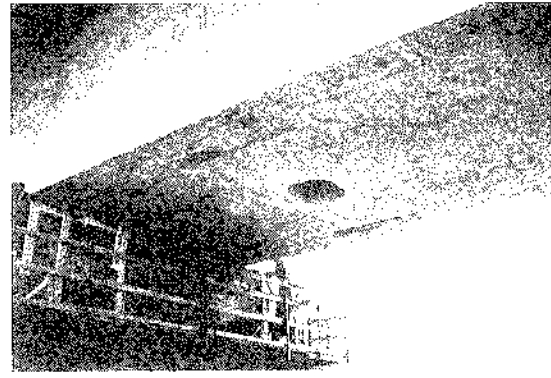


Fig. 13.

—Disposición de un foso, en coronación de pilas, con dimensiones apropiadas para alojar eventualmente personal y el utillaje necesario para la manipulación de los aparatos de apoyo, levantamiento del tablero, etc. (Figura 14).

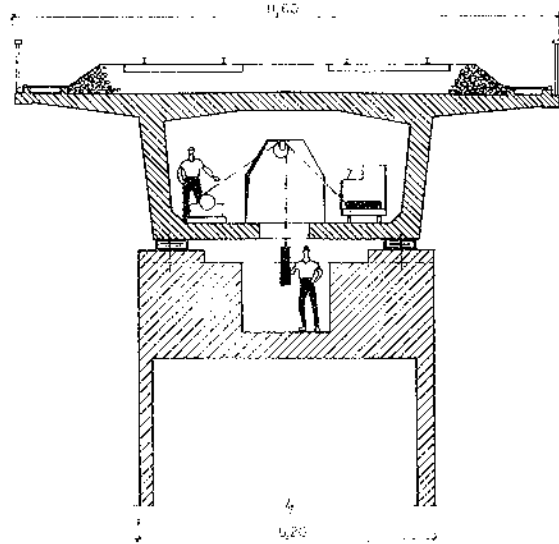


Fig. 14.

—Posibilidad de sustitución de los elementos de anclaje del tablero al estribo, en su extremo fijo (Véase figura 6).

El sistema de anclaje está constituido por tendones de gran potencia, provistos en sus extremos de anclajes con rosca, que comprimen permanentemente unos topes formados por neopreno zunchado. La armadura activa está alojada en conductos inyectados con grasa anticorrosiva.

La magnitud de las cargas de frenado que hay que transmitir, que alcanzan en algunos casos las 1.300 toneladas, deducidas de las bases de cálculo impuestas, ha determinado tal sistema, que garantiza la fijación longitudinal del tablero y la posibilidad de giro. La naturaleza del sistema y las condiciones de trabajo impues-

tas a los materiales, con pretensado permanente, son tales que existe total garantía frente a la fatiga. Existirá en todo momento la posibilidad de sustitución, debido a un posible riesgo de corrosión y para facilitar cualquier operación futura relativa a la conservación.

PRETENSADO DEL TABLERO

El pretensado longitudinal del tablero está formado por dos familias diferentes (Figura 15). La primera de ellas, con cables rectos, está dispuesta en las losas superior e inferior de la viga-cajón y su dimensionamiento es el adecuado para soportar los esfuerzos debidos al lanzamiento.

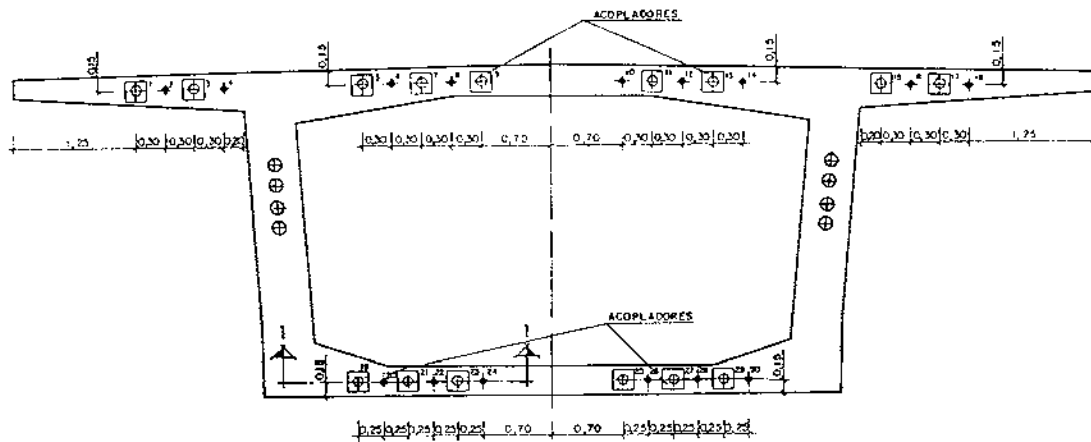
La puesta en tensión de los tendones rectos de cada dovela se ha realizado en dos etapas. La

primera de ellas, inmediatamente después del endurecimiento del hormigón de cada dovela y antes de iniciar el avance. La segunda, después del siguiente ciclo, que coincide con la puesta en tensión de la dovela siguiente, recién hormigonada. La continuidad de dichos tendones se ha llevado a cabo disponiendo aparatos de acoplamiento en los anclajes activos.

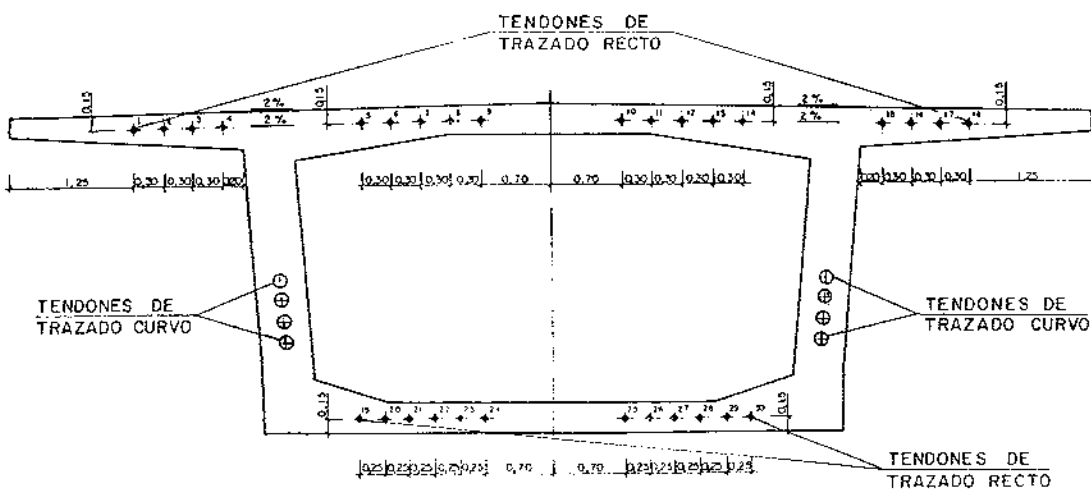
La segunda familia de pretensado se ha aplicado una vez completado el empuje y desmontada la nariz de lanzamiento. Está constituida por cables con trazado curvo, que se alojan en las almas de la viga-cajón.

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE PILAS

Durante el desarrollo del Proyecto se estudió la estabilidad de cada fuste, sometido a las acciones de la Instrucción. Se tuvo en cuenta la



ALZADO POR JUNTA DE DOVELAS



SECCION TIPO

Fig. 15.

geometría real de la sección de hormigón, variable con la altura, así como las armaduras dispuestas, y se llevó la verificación, considerando el caso real de flexión esviada, en teoría de segundo orden.

Para ello, se utilizó un programa de cálculo puesto a punto expresamente para esta obra y cuya descripción ha sido hecha ya por su propio autor en el número 171 de la Revista Hormigón y Acero (2º trimestre de 1989).

PROCESO CONSTRUCTIVO

Tal como ya se ha indicado, la construcción de las pilas se ha llevado a cabo mediante encofrados deslizantes, y los tableros, mediante el método de empuje desde una ladera.

Cada una de las dovelas, que marcan los ciclos de construcción, tiene una longitud de 22,50 m, correspondiente a la mitad de los vanos de mayor luz, a excepción de las extremas, de 23,30 m y 15,80 m.

El empuje se ha realizado con la ayuda de una "nariz de lanzamiento" metálica, adosada al extremo frontal del tablero mediante barras pretensadas (Figura 16).



Fig. 16.

El hormigonado de cada dovela se ha llevado a cabo en dos fases. En la primera de ellas, se ha construido la losa inferior del cajón y los dos tabiques laterales, quedando una junta horizontal en la unión de las almas con la losa superior (Figura 17). Una vez retirados los encofrados de los elementos verticales, se ha procedido a la inmediata construcción de la losa superior. El hormigonado de cada dovela se ha efectuado, por tanto, sin haberse producido movimiento alguno de avance del tablero (Figura 18).

Tal procedimiento, adoptado últimamente en la construcción de puentes de ferrocarril con tablero empujado, ofrece plenas garantías constructivas y estructurales y elimina el riesgo de fisuras que existe con otros métodos, en que el movimiento de empuje se lleva a cabo antes de

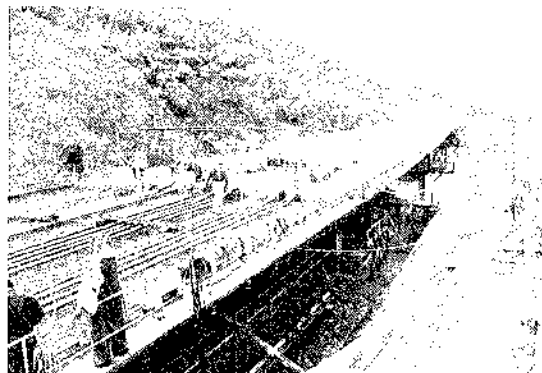


Fig. 17.

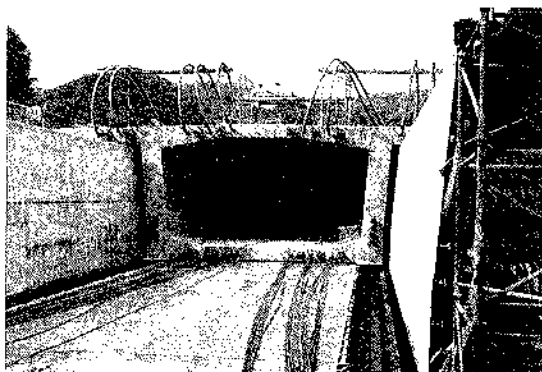


Fig. 18.

haberse completado el hormigonado de la sección total de cada dovela.

Se estableció un programa de construcción a razón de una dovela por semana, correspondiente a 22,50 metros lineales de tablero, incluido el correspondiente avance. El ritmo real de la obra coincidió con las previsiones y una vez puestos a punto los sistemas, pudo rebajarse, ocasionalmente, dicho plazo a seis días.

La construcción de los ocho Viaductos se hizo de forma que en algunos momentos existieron simultáneamente, en tres de ellos, equipos de construcción de dovelas. Se consiguió un rendimiento real de tres dovelas por semana en

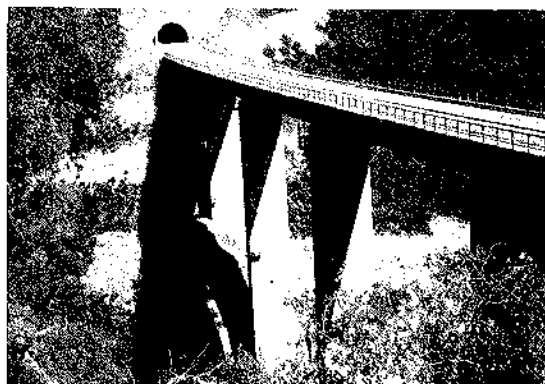


Fig. 19

el conjunto de la obra, lo que puede considerarse un auténtico "record" de producción, gracias a la excelente labor de organización llevada a cabo por la entidad constructora.

Las figuras 19 y 20 muestran dos imágenes de la obra terminada.

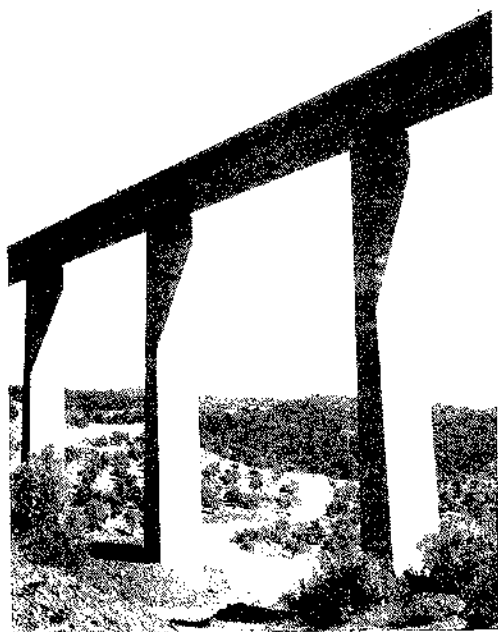


Fig. 20.

EJECUCION DE LA OBRA

La construcción fue llevada a cabo por una Agrupación de Empresas formada por DRAGADOS y CONSTRUCCIONES, ENTRECANALES y TAVORA y COMSA.

El sistema de pretensado fue CTT-Stronghold. Todos los mecanismos para el empuje de tableros fue aportado por CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS (CTT).

La Administración de la obra fue la Dirección General de Infraestructura del Transporte.

La construcción de los Viaductos finalizó en 1990, y las Pruebas de carga, en 1991.

RESUMEN

La nueva línea ferroviaria Madrid-Sevilla, para el Tren de Alta Velocidad, atraviesa Sierra Morena por una zona en que, por su accidentada orografía, ha precisado la construcción de ocho Viaductos, algunos de los cuales franquean valles de gran altura.

El tablero de cada uno de los viaductos está formado por una viga-cajón, continua en toda su longitud. El procedimiento seguido en la construcción ha sido mediante empuje desde una ladera. Las pilas se han ejecutado mediante encofrados deslizantes.

Las estructuras están provistas de unos sistemas especiales para transmitir fuertes cargas horizontales debidas al frenado y a la fuerza centrífuga.

El diseño de los tableros se ha realizado siguiendo criterios encaminados a facilitar en el futuro los trabajos de conservación de la obra en fase de servicio.

SUMMARY

The new High-Speed Railway Madrid-Seville crosses Sierra Morena through a rugged zone. Its special orography determine the construction of eight viaducts, some of them jumping over deep valleys.

The deck of all viaducts is done by a continuous Box-Girder. The construction method consists in launching from an abutment. The piers have been erected with slip-form construction.

The structures are provided with special devices in order to transmit strong horizontal loads due to braking and centrifugal forces.

The decks have been designed following criterious that will lead to an easy maintenance of the structures.

Dos puentes con tablero continuo construido por fases

José Antonio Lombart

Se describen a continuación las características fundamentales de dos obras distintas, que tienen en común el sistema constructivo del tablero, mediante fases sucesivas y la utilización de cimbra apoyada en el terreno:

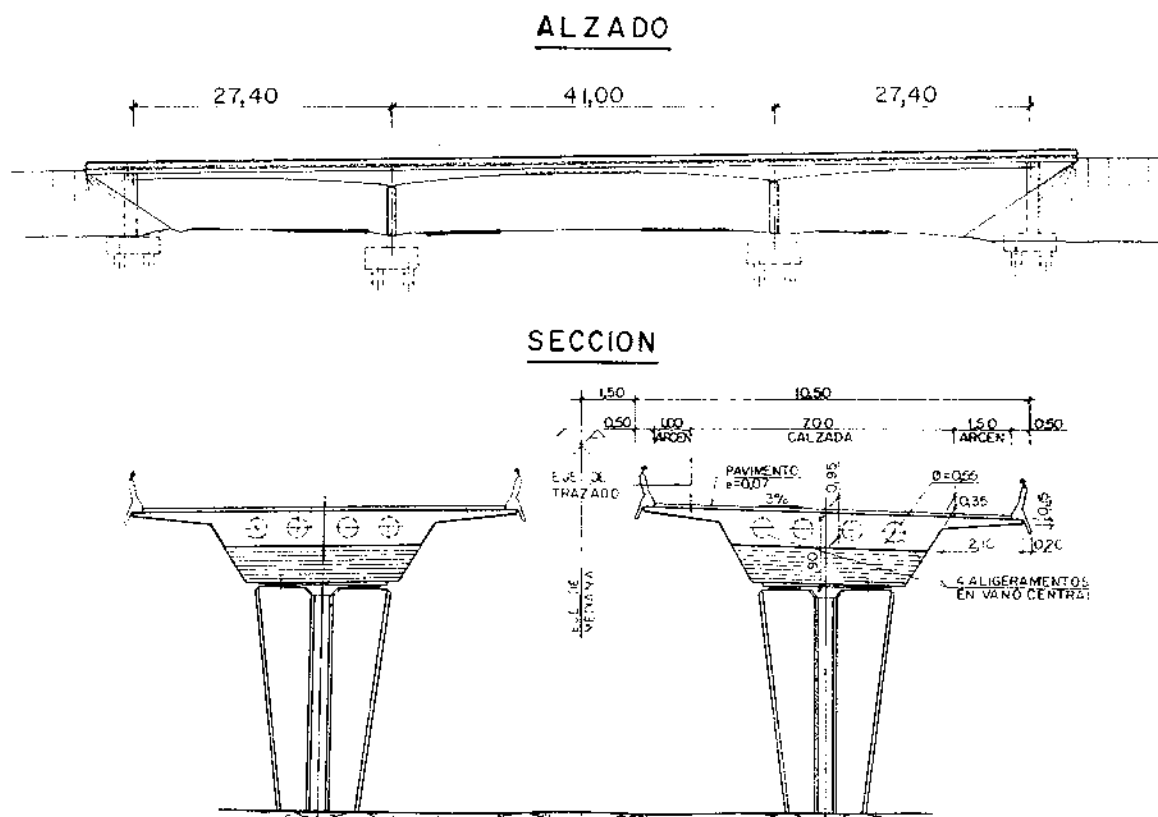
- 1) Puente Mislata, en Valencia (Paso Superior sobre la Carretera Nacional III).
- 2) Puente Argos, en Medellín (Colombia).

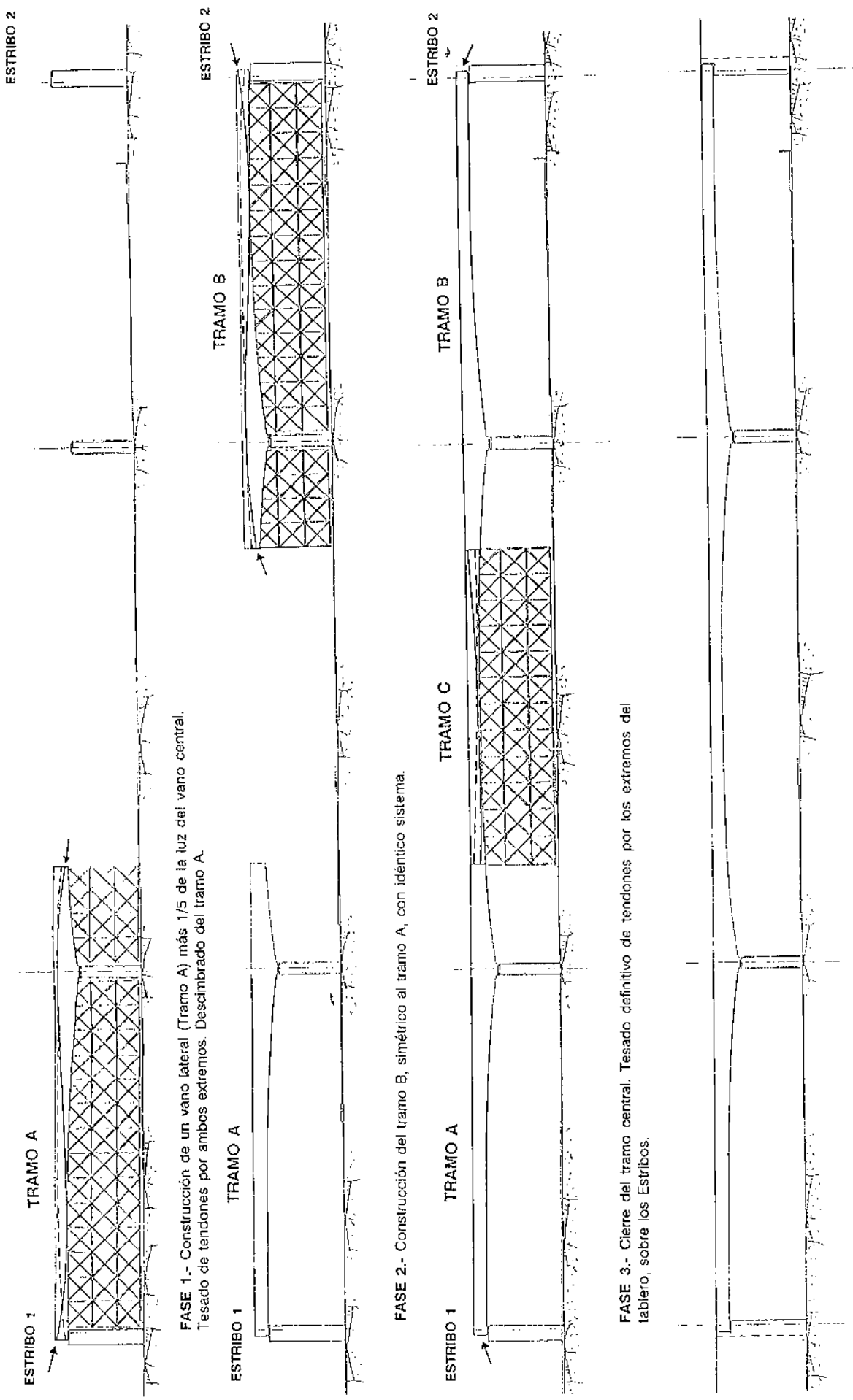
- 1) PUENTE MISLATA, EN VALENCIA.—
(Paso Superior sobre la Carretera Nacional III).

INTRODUCCION

El Puente Mislata es un Paso Superior para doble calzada, que discurre sobre la Carretera Nacional III, en una zona próxima a Valencia, entre la Ciudad y el Aeropuerto. Está formado por dos estructuras gemelas.

La nueva remodelación de la CN-III ha exigido la formación de cuatro amplias calzadas para la circulación de vehículos. Dada la situación del nuevo puente destinado a franquear dicha vía, de gran importancia e intensidad de tráfico, en fase de Proyecto se consideró necesari-





FASE 1.- Construcción de un vano lateral (Tramo A) más $1/5$ de la luz del vano central. Tendido de tendones por ambos extremos. Descimbrado del tramo A.

FASE 2.- Construcción del tramo B, simétrico al tramo A, con idéntico sistema.

FASE 3.- Cierre del tramo central. Tendido definitivo de tendones por los extremos del tablero, sobre los Estribos.

FASE 4.- Descimbrado del tramo C. El tablero queda constituido por una losa continua.

Fig. 2.

rio dotarlo de un tratamiento estético adecuado con el entorno.

La tipología de la obra terminada responde al esquema clásico de puente con tablero formado por losa continua de tres vanos, con canto variable, con la siguiente sucesión de luces: 27,40 — 41,00 — 27,40 m (Figura 1). El perfil del intradós varía de acuerdo con una parábola cúbica, consiguiéndose una rápida disminución del espesor desde la zona de apoyos sobre pilas (1,90 m) hacia el centro del vano principal (0,95 m).

La particularidad de esta estructura consiste en su proceso constructivo, para cuyo desarrollo ha habido que tener en cuenta limitaciones de gálibo y una serie de condicionantes derivados de la existencia actual de tráfico de gran intensidad por la C.N. III.

El tablero de cada una de las dos estructuras se ha construido en tres fases, con el objeto de desviar convenientemente el tráfico rodado por zonas suficientemente alejadas de los espacios donde descansan las cimbras. La posición de los anclajes de pretensado, acoplamientos y el trazado de tendones, constituyen la peculiaridad más significativa de esta Obra de Fábrica.

PROCESO CONSTRUCTIVO DEL TABLERO (Figura 2)

— Fase 1: Construcción de un vano lateral, más 1/5 de la luz del vano central. Se efectúa el tesado de tendones por ambos extremos.

— Fase 2: Descimbrado del tablero construido en la fase anterior (Figura 3), desvío del tráfico y construcción del tramo simétrico al de la Fase 1.



Fig. 3.

— Fase 3: Cierre del vano central (Figura 4), efectuándose el pretensado de continuidad desde los extremos del tablero, en ambos estribos.

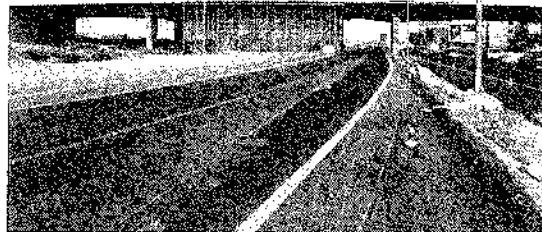


Fig. 4.

— Fase 4: Una vez retirada la cimbra de la zona de cierre del vano central, queda terminado el tablero constituido por una losa continua.

PRETENSADO

El diseño del pretensado se hizo con el criterio de facilitar al máximo la construcción del tablero, habida cuenta de la existencia de tráfico por la Carretera Nacional. Se dispuso un trazado de tendones tal, que todas las operaciones de enfilado y tesado se realizasen totalmente en los extremos del tablero situados sobre los estribos, o en las juntas de construcción (Figura 5).

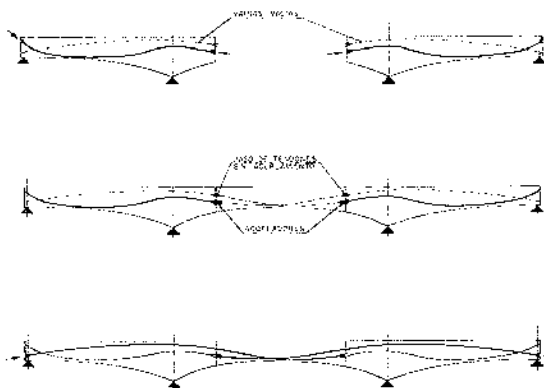


Fig. 5.

Para el dimensionamiento del pretensado se tuvieron en cuenta, no solamente las condiciones del puente en servicio, sino también las diversas fases de construcción. El proceso constructivo fue determinante en el diseño referente a algunas secciones del tablero, cuyos esfuerzos más desfavorables se produjeron durante las primeras fases de la construcción, bajo la acción del peso propio.

La evolución de las tensiones longitudinales en el hormigón del tablero fue uno de los principales factores que intervinieron en el dimen-

sionamiento del pretensado, habiéndose seguido el criterio de no admitir tracciones longitudinales, tanto en fases constructivas, como con el puente en servicio.

El diseño general y la disposición del pretensado se hizo tendiendo a disminuir en lo posible los efectos debidos a la fluencia, en lo referente a la redistribución plástica ulterior, como consecuencia de la variación del sistema estático durante la construcción.

JUNTAS DE CONSTRUCCION

Se dispusieron las juntas intermedias de construcción, de acuerdo con los requisitos planteados. Tal como es común en este tipo de puentes, las armaduras pasivas longitudinales atraviesan las juntas, efectuándose el empalme por solape en la fase de terminación del vano central.

En cuanto al pretensado (Figura 6), existen en cada junta anclajes activos provistos de los correspondientes acopladores, así como extremos de tendones pasantes, sin anclaje. La situación de los dos tipos de tendones, con y sin anclaje, es diferente en las juntas correspondientes a los tramos A y B, quedando enfrentados ambos tipos de tendones entre las dos juntas, con el objeto de establecer la continuidad mediante un trazado desprovisto de quiebras.

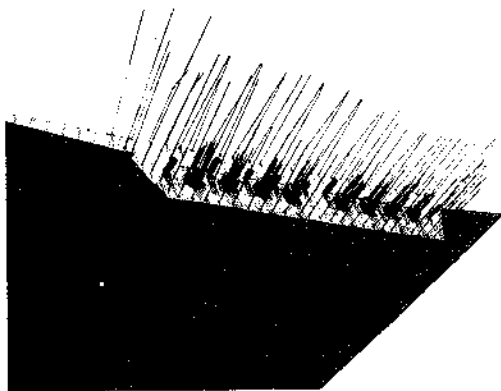


Fig. 6.

EJECUCION DE LA OBRA

La obra fue llevada a cabo por la Empresa FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES y el sistema de pretensado fue CTT-STRONGHOLD. Las unidades de pretensado estuvieron constituidas por 24 cordones de 0,5". Las figuras 7 y 8 muestran el aspecto de la obra terminada.

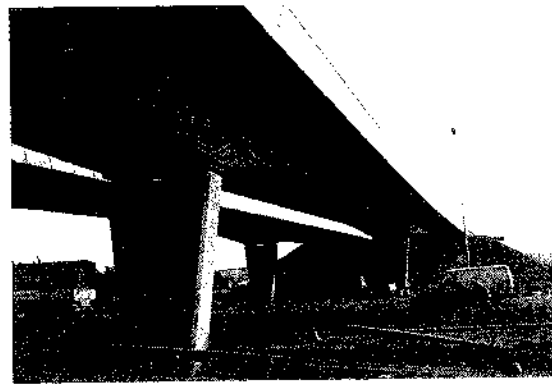


Fig. 7.



Fig. 8.

2) PUENTE ARGOS, EN MEDELLIN (COLOMBIA)

INTRODUCCION

El Puente Argos, es una obra urbana situada en la ciudad de Medellín. Se trata de dos estructuras gemelas cuyo tablero está formado por losa aligerada continua, de hormigón pretensado, de 1,40 m de espesor uniforme, con una sola junta intermedia de dilatación. Cada una de las dos calzadas se bifurca en dos ramales; uno de los cuales discurre con una acusada curvatura, en planta. (Figura 9).

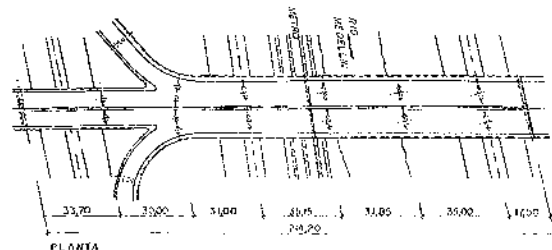


Fig. 9.

Los tableros tienen una longitud total igual a 214,20 m y la sucesión de luces es la siguiente: 33,70 — 30,00 — 31,00 — 31,15 — 31,85 — 35,00 — 17,50 m. La anchura máxima del tablero de cada estructura es igual a 13 metros. (Figura 10).

Todos los aparatos de apoyo del tablero sobre pilas y estribos están formados por placas de neopreno, sin la existencia de elementos que coaccionen bruscamente el libre desplazamiento del tablero frente a las acciones horizontales, en la forma preconizada por la Norma

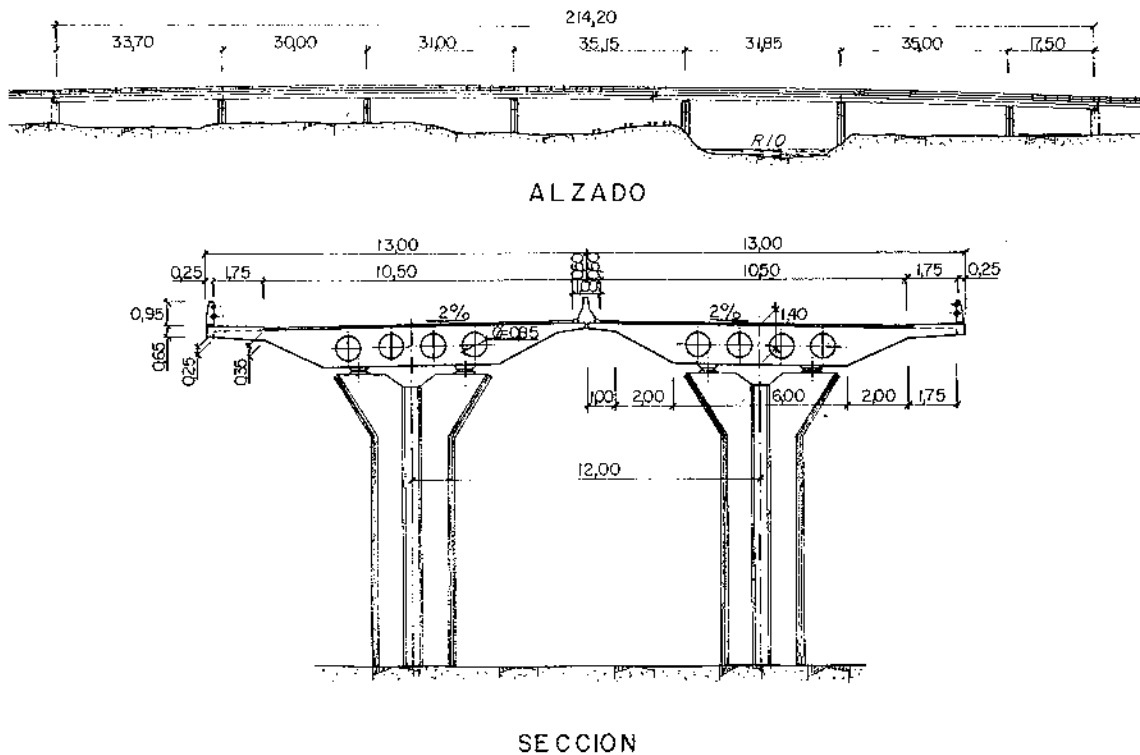


Fig. 10.

PROCESO CONSTRUCTIVO DEL TABLERO

El hormigonado del tablero se ha resuelto por avance en tramos sucesivos. Debido a imperativos propios de las condiciones de la obra, el avance se ha hecho vano a vano, con juntas de construcción situadas a quintos de la luz. (Figura 11).



Fig. 11.

DISEÑO ESTRUCTURAL

Las condiciones de sismicidad de la zona en que se halla la obra, junto con la consideración del proceso constructivo, han sido determinantes para la adopción de la tipología desarrollada, sistema de apoyos y la disposición de juntas de dilatación.

Americana AASHTO, preceptiva para esta obra.

El dimensionamiento de los apoyos se ha hecho con el criterio de igualar al máximo la rigidez de cada uno de los elementos verticales, constituidos por la conjunción de un fuste de hormigón y los correspondientes apoyos de neopreno. Con ello se ha logrado un sistema capaz de proporcionar una favorable respuesta dinámica del conjunto frente a un posible sismo, así como un reparto equilibrado de las fuerzas horizontales entre pilas y estribos, debidas a los efectos reológicos, variación de temperatura, frenado de vehículos y viento.

Dada la longitud del tablero y la naturaleza de los apoyos, se ha dispuesto una junta intermedia de dilatación, con un sistema de apoyo a media madera y con un aparato unidireccional que permite el libre desplazamiento horizontal, con coacción en el sentido transversal.

PRETENSADO

El pretensado se ha dispuesto en forma que todas las operaciones de tesado se han ejecu-

tado en las juntas de construcción, no existiendo por tanto anclajes activos en los paramentos horizontales del tablero.

La continuidad de la armadura activa se ha materializado mediante la disposición de acopladores en los anclajes situados en cada una de las juntas de construcción.

La peculiar geometría de las zonas de bifurcación y la fuerte curvatura de los ramales, ha exigido una compleja disposición de los tendones de pretensado, así como de la armadura pasiva. (Figura 12).

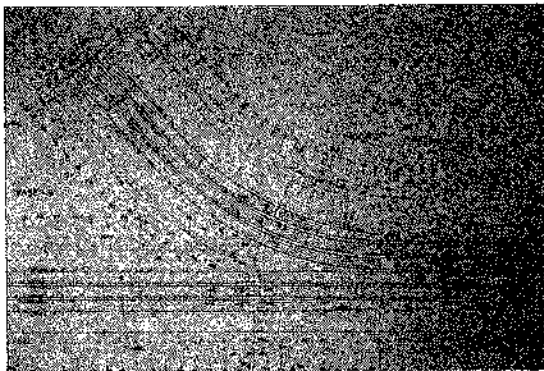


Fig. 12.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El modelo estructural desarrollado en el proceso de cálculo, mediante una discretización asimilada a una estructura espacial, engloba la totalidad de la estructura, es decir, el tablero completo con sus juntas de dilatación, acción del pretensado, apoyos de neopreno, estribos, pilas, así como la circunstancia propia del esvía y la geometría de los ramales que discurren en curva.

La rigidez de los aparatos de apoyo de neopreno se ha tenido en cuenta de una forma rigurosa en el proceso de cálculo. Dichos elementos no están asimilados a las barras prismáticas habituales, sino a un modelo distinto cuya matriz de rigidez es consecuente con la formulación propia de piezas elastoméricas, con sus propiedades de deformación frente al giro y a las fuerzas horizontales.

En el proceso se ha tenido en cuenta la naturaleza de la estructura evolutiva, construida por fases. Con todo ello se ha podido disponer, en todo momento, de la adecuada información de los esfuerzos en cada parte de la estructura, tanto como para cada una de las fases constructivas como en situación de servicio de la estructura terminada.

EJECUCIÓN DE LA OBRA

La obra, finalizada en 1989, fue llevada a cabo por un consorcio de empresas, constituido por las españolas ENTRECANALES Y TAVORRA y CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS y por la alemana DYCKERHOFF & WIDMANN.

El Sistema de Pretensado utilizado fue DYWIDAG y las unidades de pretensado estuvieron constituidas por 27 cordones de 0,5".

La figura 13 muestra una imagen de la obra en proceso de ejecución. Las figuras 14 y 15 corresponden a la obra terminada.

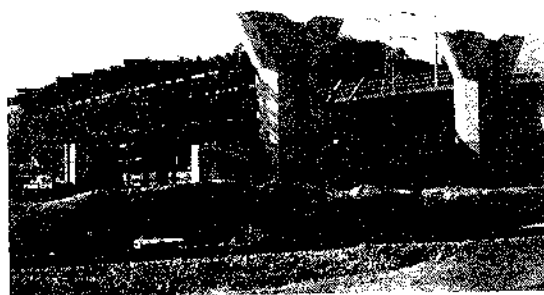


Fig. 13.

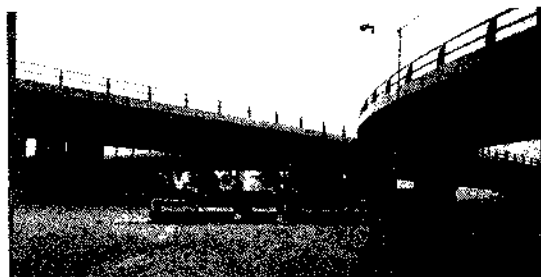


Fig. 14.



Fig. 15.

RESUMEN

1) PUENTE MISLATA EN VALENCIA

El Puente Mislata está constituido por dos estructuras gemelas. La obra está situada en las proximidades de Valencia, entre la Ciudad y el Aeropuerto, en una zona caracterizada por la gran intensidad de tráfico de vehículos.

La particularidad de esta obra consiste en el procedimiento seguido en la construcción del tablero de cada uno de los dos puentes.

2) PUENTE ARGOS, EN MEDELLIN (COLOMBIA)

El Puente Argos es un viaducto urbano situado en la Ciudad de Medellín. Se trata de dos estructuras gemelas cuyo tablero está formado por losa aligerada continua de hormigón pretensado, con una sola junta intermedia de dilatación. Cada una de las dos calzadas se bifurca en dos ramales, uno de los cuales discurre con una acusada curvatura, en planta.

La construcción del tablero se ha resuelto por avance en tramos sucesivos.

SUMMARY

1) MISLATA BRIDGE, IN VALENCIA (SPAIN)

Mislata Bridge is made of two twin structures. The work is located in the surroundings of Valencia, between the City and the Airport, a stretch with a high traffic intensity.

The singularity of this work is the procedure followed in the construction of both bridges.

2) ARGOS BRIDGE, IN MEDELLIN (COLOMBIA)

Argos Bridge is an urban viaduct in Medellín (Colombia). It's drawn as two twin structures with a continuous voided slab deck of prestressed concrete with one intermediate expansion joint.

Each roadway bifurcates in two branches; one of them running with a severe curvature in plant.

The deck has been built by step construction.

* * *

JORNADA DE PRESENTACION DEL EUROCODIGO Nº 2 ESTRUCTURAS DE HORMIGON

Martes, 4 de Febrero de 1992.

Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas del CEDEX.

C/Alfonso XII, 3. 28014 MADRID.

ORGANIZA:

—Subcomité CTN140/SC2 "Eurocódigo 2" de la Asociación Española de Normalización (AENOR).

—Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

PRESENTACION

El Comité Europeo de Normalización (CEN) está redactando las normas (EUROCODIGOS)

relativas al cálculo de estructuras, que estarán vigentes en los países europeos de la CEE y de la EFTA. Uno de estos EUROCODIGOS es el EUROCODIGO 2, relativo al cálculo de estructuras de hormigón, cuya primera parte va a tener rango de prenorma europea ENV.

La Asociación Española de Normalización (AENOR) ha constituido en su seno el Comité de Normalización CTN140 para estudiar y contribuir a la redacción de los EUROCODIGOS y supervisar la traducción española de los mismos. El Subcomité nº 2 del CTN140 es el encargado del EUROCODIGO 2 y ha promovido la organización de esta jornada.

La jornada tiene como objeto la presentación de la traducción española del EUROCODIGO 2, relativa al "Cálculo de Estructuras de Hormigón: Reglas Generales y Reglas para Edi-

ficación", que ha sido realizada bajo la supervisión del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) con la colaboración de los ponentes del Subcomité "EUROCODIGO 2" de AENOR. En cada una de las ponencias previstas se describirán los contenidos principales del EUROCODIGO 2, y su comparación con la actual normativa española.

Asimismo, durante dicha jornada se resumirán las actividades del Subcomité europeo "EUROCODE 2" y se informará sobre el estado actual de los documentos o partes restantes de dicho Eurocódigo.

PROGRAMA

- 09,00 Recogida de documentación.
09,30 Presentación de la jornada.
09,45 Presentación del "EUROCODE 2-Part 1" y resumen de las actividades del CEN TC 250/SC 2 "EUROCODE 2".
H.U. Litzner.
(En inglés sin traducción simultánea).
10,30 El EUROCODIGO 2 en el contexto de la normativa española y europea.
Manuel Martín Antón.
11,00 Coloquio.
11,15 Café.
11,45 Bases de cálculo.
Miguel Díaz-Llanos Ros.
12,15 Durabilidad.
M.ª Carmen Andrade Perdrix.
12,45 Materiales.
José Manuel Gállego Estévez.
13,15 Coloquio.
14,00 Buffet
15,30 Estados límites últimos (flexión/compresión y pandeo).
Francisco Morán Cabré.
16,00 Estados límites últimos (Cortante, torsión y punzonamiento).
Santiago Pérez-Fadón Martínez.
16,30 Estados límites de servicio.
Jesús Rodríguez Santiago.
17,00 Coloquio.
17,30 Café.
18,00 Detalles de armado, construcción y control.
Benedicto Gómez Sedano.
18,30 El pretensado en el Eurocódigo 2.
Antonio Mari Bernat.
19,00 Coloquio.
19,30 Finalización de la jornada.

PONENTES

H.U. Litzner.

Dr. Ingeniero. Presidente del Subcomité CEN TC250/SC 2 "EUROCODE 2".

Manuel Martín Antón.

Ingeniero de Caminos. Presidente de la Comisión Permanente del Hormigón y Presidente del CTN 140 "EUROCODIGOS" de AENOR.

Miguel Díaz-Llanos Ros.

Ingeniero de Caminos. EMPRESARIOS AGRUPADOS.

M.ª Carmen Andrade Perdrix.

Doctora en Ciencias Químicas. INSTITUTO E. TORROJA.

José Manuel Gállego Estévez.

Ingeniero de Caminos. Laboratorio Central (CEDEX).

Presidente del Subcomité de AENOR "EUROCODIGO 2".

Francisco Morán Cabré.

Doctor Ingeniero de Caminos. INSTITUTO E. TORROJA.

Santiago Pérez-Fadón Martínez.

Ingeniero de Caminos. FERROVIAL.

Jesús Rodríguez Santiago.

Doctor Ingeniero de Caminos. GEOCISA (Grupo DRAGADOS).

Secretario del Subcomité de AENOR "EUROCODIGO 2".

Benedicto Gómez Sedano.

Doctor Ingeniero Industrial. UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID.

Antonio Mari Bernat.

Doctor Ingeniero de Caminos. UNIVERSIDAD POLITECNICA DE BARCELONA.

INSCRIPCION

Para solicitar información o inscribirse en esta jornada dirigirse a:

Centro de Estudios y Experimentación de O.P.

Gabinete de Formación y Documentación.
C/Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.

Tel.: (91) 335 73 07.

Fax: (91) 335 72 49.

La cuota de inscripción por persona es de 18.000 Ptas. y da derecho a la asistencia a la Jornada (incluyendo los cafés y el buffet) y a la recepción de la documentación (resumen de las ponencias y traducción española del Eurocódigo nº 2).

Pasarelas sobre el Canal Norte, en el recinto para la EXPO-92 de la isla de La Cartuja (Sevilla)

José Antonio Llombart

INTRODUCCION

La obra que se describe a continuación está formada por el conjunto de tres puentes para uso peatonal, destinados al paso sobre el Canal Norte, dentro del Recinto para la EXPO-92, en la isla de la Cartuja de Sevilla. (Vista general en Figura 1).



Fig. 1.

En el citado Canal, cuya anchura es de 20 metros, medidos perpendicularmente a su eje, existe un ensanchamiento denominado Plaza del Agua (Figura 2). La alineación y forma de las calzadas, que discurren sobre las pasarelas, definen el contorno de los tableros de los puentes, cuya denominación responde a la forma en planta de los mismos:

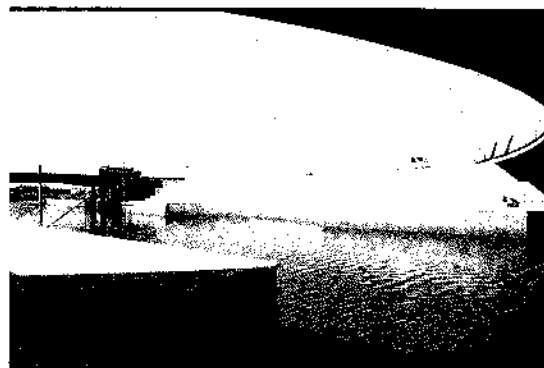


Fig. 2.

—Puente esviado.—(Figura 3). Caracterizado por el cruce oblicuo (60 grados centesimales) entre el eje longitudinal de la calzada y la alineación del canal. La anchura total, medida perpendicularmente al eje, es de 15,00 metros.



Fig. 3.

—Puente curvo.—(Figuras 4 y 5). Dispuesto en el contorno exterior de la Plaza del Agua, de forma circular. La anchura total es de 16,60 metros y la longitud total, medida perpendicularmente entre estribos es de 32,60 m. La característica singular de este puente es la curvatura, con un radio en planta de 26 m en el borde interior y 42 m en el borde exterior.

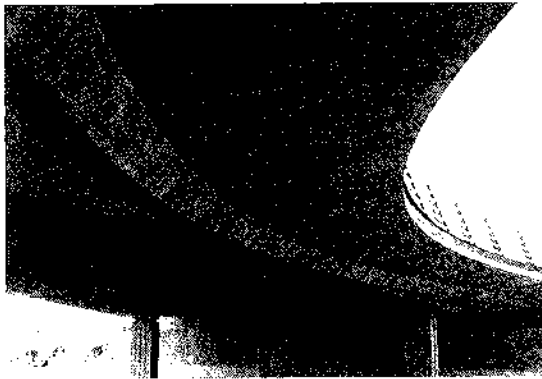


Fig. 4.



Fig. 5.

—Puente mixto.—(Figura 6). Situado en el extremo diametralmente opuesto del puente curvo en la Plaza del Agua. El borde correspondiente a la Plaza discurre según una línea circular, en planta, y el opuesto sigue una alineación recta, que cruza de forma oblicua al canal.

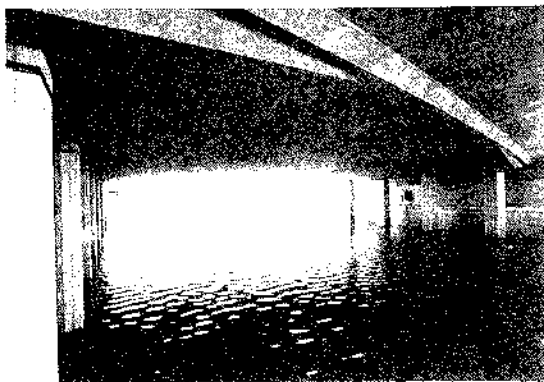


Fig. 6.

La forma en planta del tablero se asemeja a la figura de un trapecio, en el que uno de sus lados es un arco de círculo de 26 m de radio, resultando una anchura total variable entre 22 m en su Estribo Sur y 42 m en el Estribo Norte. La luz entre apoyos del vano central es de 20,80 m y la longitud total, medida perpendicularmente, entre estribos es de 32,60 metros.

La solución estructural adoptada es similar para los tres puentes, con tableros de tres vanos constituidos por losas continuas de hormigón pretensado. Las pilas intermedias están formadas por fustes verticales de hormigón armado y la cimentación, mediante pilotes.

CRITERIOS GENERALES SEGUIDOS EN EL PROYECTO

El uso de las pasarelas será predominantemente peatonal durante la Exposición del 92, con la posibilidad del paso de vehículos. Ha sido preciso, por tanto, conjugar los requisitos estéticos apropiados al caso, con las exigencias resistentes de puentes de carretera.

El hecho de que los tres puentes estén destinados al cruce del Canal Norte y muy próximos entre sí, ha motivado la realización de un diseño conjunto. A pesar de la distinta forma de los tableros en planta, se ha desarrollado una tipología común para los tres casos, y se han adoptado idénticas formas para la resolución de los elementos estructurales, con el objeto de conseguir una unidad arquitectónica.

Dada la escasa altura de los puentes y las condiciones de gálibo impuestas, se ha llevado a cabo el diseño tratando de conseguir la máxima simplicidad de formas y sensación de ligereza. La rasante de las calzadas ha sido trazada con un acuerdo vertical, en alzado, en correspondencia con la zona de cruce sobre el Canal. En lo referente a los tableros, se ha adoptado el criterio de conseguir un alto grado de esbeltez.

CARACTERISTICAS FUNDAMENTALES

El tablero de cada uno de los tres puentes se ha resuelto mediante una losa de tres vanos de hormigón pretensado, de 0,65 m de espesor, dotada de unos acartelamientos en la zona de apoyos intermedios.

La posición de las pilas está condicionada por la propia anchura del canal (20 metros), existiendo una separación entre ejes, de 20,80 m medidos sobre la perpendicular.

La luz resultante, medida en sentido oblicuo, es de 28,66 m en el Puente Esviado, con lo que la relación canto/luz resultante es de 1/44.

La posición de los estribos ha sido fijada de acuerdo con las formas de la Plaza del Agua y la posición de la plataforma definitiva colindante. Si bien la luz central, medida perpendicularmente al canal, es idéntica en las tres estructuras, los vanos laterales son distintos. La distancia entre ejes de apoyos es de 8,32 m en el puente esviado y 5,20 m para los puentes curvo y mixto.

La disposición de los vanos es tal, que se ha precisado anclar verticalmente los tableros en los estribos. Ello ha sido resuelto mediante barras pretensadas, que permiten, al mismo tiempo, el libre movimiento horizontal.

El pretensado de los tres puentes se ha resuelto mediante tendones anclados en los extremos correspondientes a los estribos, no existiendo por tanto anclajes ciegos intermedios.

La cimentación de pilas y estribos se ha resuelto mediante pilotes empotrados en las margas, aproximadamente a 15 metros de profundidad.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Desde un punto de vista estructural, la peculiaridad más notable de estos tres puentes consiste en la forma geométrica de los tableros.

En lo referente al pretensado, existe una gran diferencia relativa del trazado en planta entre los tendones de los puentes con curvatura (véase Figura 7, correspondiente al puente mixto), por lo que se ha considerado imprescindible determinar de forma rigurosa la influencia del pretensado sobre cada tablero, teniendo en cuenta, para cada uno de los tendones, las pérdidas instantáneas motivadas por la introducción de cuñas, y rozamiento en función del trazado en planta y alzado.

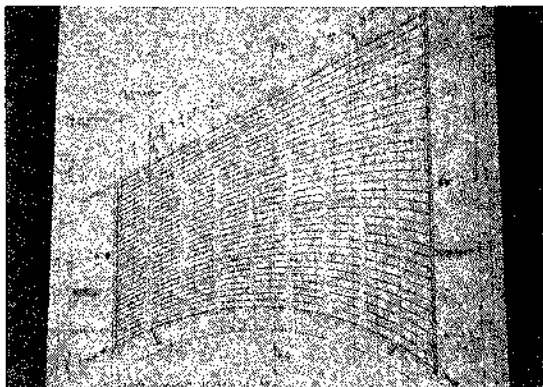


Fig. 7.

La acción del pretensado se ha introducido en el cálculo como un conjunto de cargas equivalentes de carácter permanente. En el programa de cálculo empleado se han deducido automáticamente las cargas equivalentes de cada tendón, en función de la curvatura en planta, en los tableros de los puentes curvo y mixto. Los procesos realizados previamente al cálculo definitivo, mostraron una gran sensibilidad en el valor de las tensiones longitudinales, en relación con los cambios de trazado de los tendones de pretensado. El pretensado definitivo se ha hecho disponiendo unas familias de tendones, de distinta potencia, de forma que el estado tensional en el tablero en el momento del descimbrado, resulte uniforme y no se vea prácticamente afectado por la circunstancia de las diferencias de curvatura en planta de los tendones.

EJECUCIÓN DE LA OBRA

La obra, finalizada en 1990, ha sido llevada a cabo por la Constructora German Gil. El sistema de pretensado empleado ha sido CTT-Stronghold.

Administración: Sociedad Estatal para la Exposición Universal de Sevilla, 92.

RESUMEN

Conjunto de tres puentes, para uso peatonal y eventualmente para tráfico de vehículos. Están destinados al paso sobre el Canal Norte, dentro del Recinto para la EXPO-92, en la Isla de la Cartuja de Sevilla.

La solución estructural adoptada es similar para los tres puentes, con tableros de tres vanos constituidos por losas continuas de hormigón pretensado, provistas de unos acartelamientos situados sobre los apoyos intermedios.

La peculiar alineación de las calzadas que discurren sobre los puentes define el contorno de los tableros, cuya denominación responde a la singular forma en planta: puente esviado, puente curvo y puente mixto (este último caracterizado por simultaneidad de una acusada curvatura y esviaje).

SUMMARY

Set of three bridges for pedestrian use and, eventually, for traffic of vehicles. These structures overpass the Canal Norte, in the enclosure

of EXPO-92, in Isla de la Cartuja (Seville).

The structural solution adopted is similar for the three bridges. The deck of each bridge is a three-span continuous slab of prestressed concrete with haunches located on the intermediate bearings.

The peculiar alignment of the roadways, that run over the bridges, determines the deck edges which denomination is related with their own singular shape in plant: skew bridge, curved bridge and composite bridge (this last with two special characteristics: skew and curvature).

* * *

PREMIO DE LA F.I.P. PARA ESTRUCTURAS SINGULARES. Aplicaciones excepcionales del hormigón estructural en edificios y obras de ingeniería civil

La Federación Internacional del Pretensado (FIP), Organización Internacional para el Desarrollo de las Estructuras de Hormigón, ha establecido unos Premios para galardonar a las más destacadas estructuras de hormigón, armado o pretensado, últimamente construidas.

Los próximos Premios se otorgarán en el XII Congreso de la FIP que va a celebrarse, en Washington, en Mayo-Junio de 1994.

Un Jurado Internacional seleccionará las dos estructuras (un edificio y una obra de ingeniería civil) que, a su juicio, merezcan ser premiadas. El Jurado se reserva el derecho a conceder un solo Premio o declarar desierto el Concurso si, en su opinión, las obras presentadas no alcanzan el nivel requerido.

Un limitado número de obras podrán ser nominadas como "Muy Singulares" o "Singulares", si se considera que constituyen ejemplos destacados de la eficacia de la utilización del hormigón en la construcción de estructuras; y otras, podrán ser elegidas para recibir una "Mención" si se estima que lo merecen como casos excepcionales de aplicaciones del hormigón. Esculturas, paneles de hormigón visto y otras realizaciones independientes de las meramente estructurales serán también bien recibidas aunque, probablemente, únicamente podrán ser tenidas en cuenta para la concesión de una "Mención".

Las estructuras que opten a este Premio deberán haber sido construidas en países en los cuales exista un "Grupo Miembro de la FIP" y hayan sido realmente ejecutadas durante los

años transcurridos desde la celebración del Congreso de la FIP inmediatamente anterior. En la actual convocatoria, los Premios se otorgarán a estructuras que hayan sido concluidas después del 31 de diciembre de 1989. El término "Concluida" debe entenderse en sentido "Estructural" más bien que "Contractual" y el Jurado, en caso de duda, será el que decida si las obras presentadas cumplen o no este requisito.

El Jurado estará constituido por los Miembros del Presidium de la FIP. Tendrá completa libertad para seleccionar las obras que considere aptas para optar al Premio; pero puede adelantarse que prestará especial atención a las siguientes características:

- Originalidad del proyecto;
- Estética de la estructura y adecuada integración de la misma en el ambiente en que se construyó;
- Tecnología utilizada y calidad de ejecución;
- Adecuación funcional.

El Jurado podrá solicitar información adicional respecto al programa original previsto para la ejecución de la estructura y el programa realmente utilizado, y sobre su coste real comparado con el presupuesto original.

Cada Premio consistirá en:

1) Una Placa, especialmente diseñada, en la que se indicará el año en que ha sido otorgado el Premio y que se colocará en la estructura premiada.

2) Un Certificado que se entregará, por

acuerdo del Jurado, a cada uno de los principales responsables de la obra, por ejemplo: Propietario, Arquitecto, Ingeniero, Contratista-Constructor, Suministrador de materiales y equipos, etc. También podrán otorgarse estos Certificados en los casos de obras nominadas como "Muy Singulares" o "Singulares", o que hayan sido objeto de "Mención".

Documentación que deberá presentarse

Las solicitudes presentadas deberán estar en posesión del Secretario General de la FIP antes del 18 de enero de 1994. Constarán de los siguientes documentos:

1.—Un impreso (según modelo adjunto) en el que se indicarán las principales características de la estructura, su ubicación, nombre del propietario, y la fecha en que haya sido concluida (desde el punto de vista estructural).

2.—Una Memoria, de no más de 500 palabras, mecanografiada a un espacio al dorso del impreso antes mencionado. En caso necesario podrá utilizarse una hoja adicional. Esta Memoria consistirá en:

a) Un breve párrafo destacando las características del Proyecto que, en opinión del solicitante, merecen ser tenidas en cuenta para la concesión del Premio.

b) Descripción del objetivo del Proyecto realizado, ajuste de lo construido a lo proyectado y justificación de la utilización del hormigón para la construcción de la estructura.

c) Un breve Informe, si se estima oportuno, de cualquier característica especial que pueda ayudar al Jurado en el momento de dictar su fallo; por ejemplo, empleo de un método de cálculo no convencional; requisitos singulares exigidos a la estructura y no prescritos por la normativa vigente; etc.

3.—Dos copias de, 2 como mínimo y 4 como máximo, fotografías tamaño 20 x 25 cm (no mayores y sin marcos) de la estructura terminada, en las que pueda apreciarse, preferentemente, su integración en el ambiente. Pueden ser en blanco y negro o en color.

4.—Un máximo de 6 gráficos (planos, alzados o secciones) u otras fotografías que ilustren sobre las características esenciales, particularmente significativas, relativas a la utilización del hormigón. Los gráficos (preferiblemente de tamaño A4) no deberán exceder, en ningún caso, del tamaño A1 y deberán entregarse plegados al tamaño A4. No se aceptarán rollos ni dibujos enmarcados.

5.—Autorización del Propietario (véase más adelante).

Toda esta documentación se enviará empacquetada pero no encuadernada.

Condiciones para la presentación de solicitudes. Propiedad y publicación del material recibido

La presentación de solicitudes debe ser efectuada por el correspondiente Grupo Miembro de la FIP, a través del Secretario del mismo.

Para poder ser admitidas, las estructuras aspirantes al Premio deberán haber sido construidas en alguno de los países en los que exista un Grupo Miembro de la FIP.

Las solicitudes deberán adjuntar un escrito del Propietario de la obra, autorizando a que ésta sea presentada al Concurso.

Cualquiera de los Miembros del Jurado, antes de emitir su voto, tendrá derecho a visitar e inspeccionar las obras que opten a estos Premios.

El Jurado podrá rechazar toda solicitud cuya documentación no cumpla los requisitos que en los anteriores párrafos se especifican.

Todo el material enviado al Concurso pasará a ser propiedad de la FIP. La FIP se reserva el derecho, sin necesidad de abonar cantidad alguna ni derechos de Autor, a hacer el uso que estime conveniente del citado material, incluso a publicar nombres y fotografías, y a seleccionar, a su criterio, para su exposición y publicación, los datos y documentación incluidos en los Proyectos recibidos, sean o no premiados.

La decisión del Jurado será inapelable. Los Miembros del Jurado tendrán absoluta libertad para votar en favor o en contra de que se conceda, a cualquiera de los Proyectos recibidos, el o los Premios que estimen deban corresponderles. No se admitirá ningún tipo de discusión o correspondencia en relación con las decisiones adoptadas.

Notificación de la decisión del Jurado y entrega de los Premios

En el XII Congreso de la FIP que habrá de celebrarse, en Washington, en mayo-junio de 1994, se dará cuenta de la decisión final del Jurado y se hará entrega de los correspondientes Premios. Los Proyectos premiados se publicarán, posteriormente, en uno de los números de las "Notas de la FIP".

Modelo de impreso para la presentación de solicitudes al Premio de la FIP para estructuras singulares

Este impreso deberá ser cumplimentado a máquina o con mayúsculas y enviado antes del 18 de enero de 1994 al Secretario General de la FIP, The Institution of Structural Engineers, 11 Upper Belgrave Street, London SW1 X 8BH.

Se ajustará al modelo que a continuación se incluye:

MODELO DE IMPRESO

Designación exacta del edificio o estructura: Ubicación:	
Tipo de estructura: (por ejemplo: puente, edificio para oficinas, etc.)	
Fecha en que se ha concluido su construcción:	
Grupo miembro de la FIP que presenta la solicitud:	
Propietario de la construcción: Dirección Postal	
Arquitecto: (nombre del Arquitecto, Estudio o Empresa, que colaboró en el Proyecto) Firma: Dirección Postal:	
Ingeniero consultor: (nombre del Ingeniero, Estudio o Empresa, que colaboró en el Proyecto) Firma: Dirección Postal:	
Otras empresas colaboradoras en el proyecto: Nombre: Dirección Postal: Aspectos del proyecto de los cuales son responsables:	
Contratista-Constructor: Nombre (del Director o Empresa): Dirección Postal:	
Suministradores de materiales y subcontratistas: (indíquense todas las Firmas que hayan tenido una intervención significativa en la ejecución de la estructura) Nombre: Dirección Postal:	
Firma del Vicepresidente o Secretario del Grupo miembro de la FIP que presenta la solicitud	

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A. (FOCSA).—Paseo de la Castellana, 118-4.ª planta. 28046 Madrid.

FREYSSINET, S.A.—General Perón, 24. 28020 Madrid.

GRACE, S.A.—Apartado 523. 08080 Barcelona.

HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.—Almogávares, 11-17. 08018 Barcelona.

HORMIGONES GERONA, S.A.—Lorenzana, 45. 17002 Gerona.

HORMIGONES PROYECTADOS, S.A.—Avda. Príncipe de Asturias, 63. 08012 Barcelona.

HUARTE, S.A.—Oficina Técnica.—Avda. General Perón, 40-C-4.º. 28020 Madrid.

IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.—Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.

IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.—Referencia 8501. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.

IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).—Avda. de Burgos, 11. 28036 Madrid.

IBERING, ESTUDIOS Y PROYECTOS, S.A.—Plaza Gala Placidia, 5-7. 08006 Barcelona.

INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.

INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYPSA).—General Díaz Porlier, 49-51. 28001 Madrid.

INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A. (IDASA).—Pérez Cepeda, 5 y 7. 15004 La Coruña.

INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA).—Velázquez, 11-3.º-izda. 28001 Madrid.

INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S.A.—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.

INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS (INTECSA). Biblioteca.—Orense, 70. 28020 Madrid.

JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.—Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.

LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES.—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.

MECANOGUMBA, S.A.—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

PACADAR, S.A.—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.

PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.—Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).

PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).—Padre Damián, 42-1.º-D. 28036 Madrid.

SENER, TECNICA INDUSTRIAL Y NAVAL, S.A.—Avda. del Triunfo, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).

SIKA, S.A.—Carretera Madrid-Irún, Km. 14,500. Polígono Industrial. 28100 Alcobendas (Madrid).

SOCIEDAD ESPAÑOLA DE ESTUDIOS PARA LA COMUNICACION FIJA A TRAVES DEL ESTRECHO DE GIBRALTAR, S.A. (SECEGSA).—Estébanez Calderón, 3-1.º-A. 28020 Madrid.

TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).—Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.

TREFILERIAS DEL NORTE, S.A.—Carretera de Zorroza a Castrejana, 150. Apartado 590. 48080 Bilbao.

TREFILERIAS QUIJANO, S.A.—Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).

TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A. (TYCSA).—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.



**asociación técnica
española del prefensado**