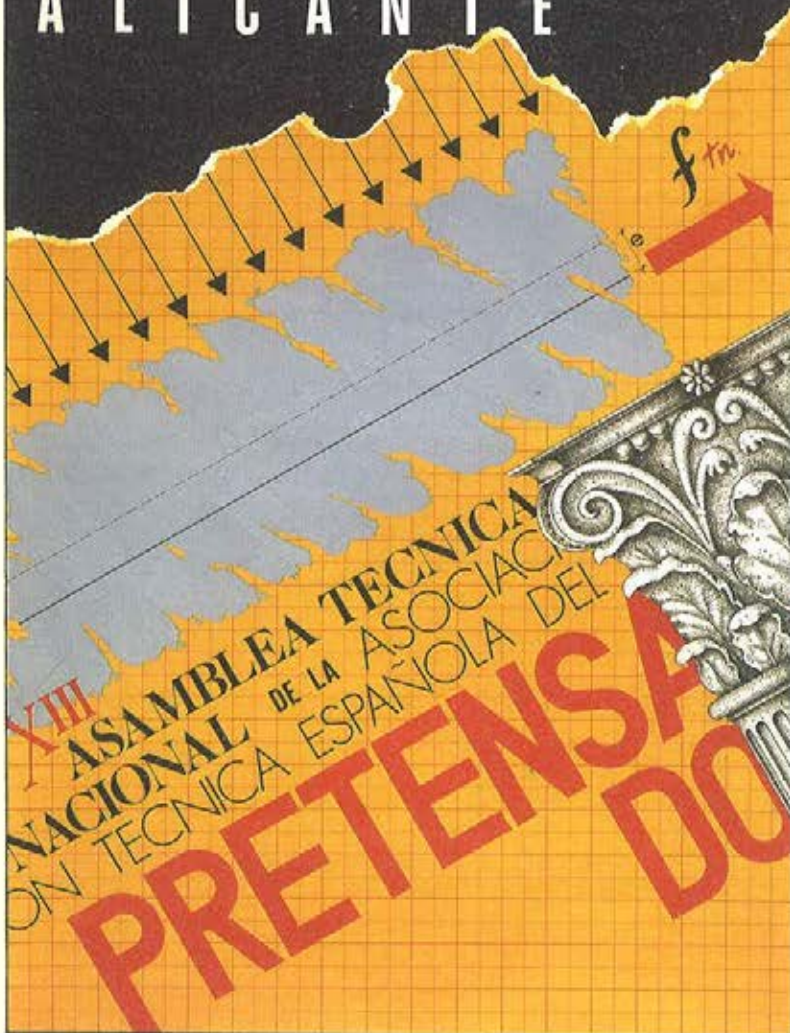


hormigón

DEL 7 AL 12 MAYO DE 1990
ALICANTE



VIII ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

y ACERO

n° 179

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.**-Juan de Mena, 8. 28014 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

SERVICIO DE ESTUDIOS
ESPECIALES

hormigón y acero

n.º 179

CUOTAS ANUALES

2.º trimestre 1991

	<u>ESPAÑA</u>	<u>EXTRANJERO</u>
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
Imprime: ACOR, S.A.- M. Hernández, 50 - MADRID
ISSN: 0439-5689

hormigón y acero n. 179

índice

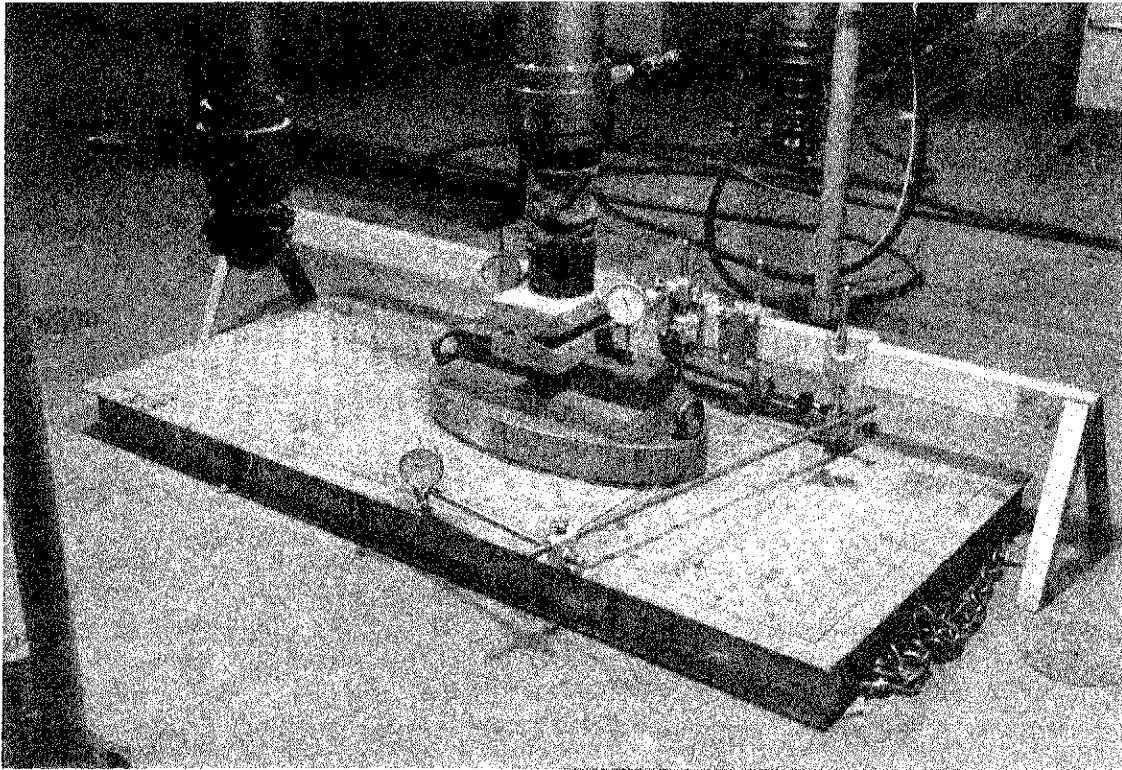
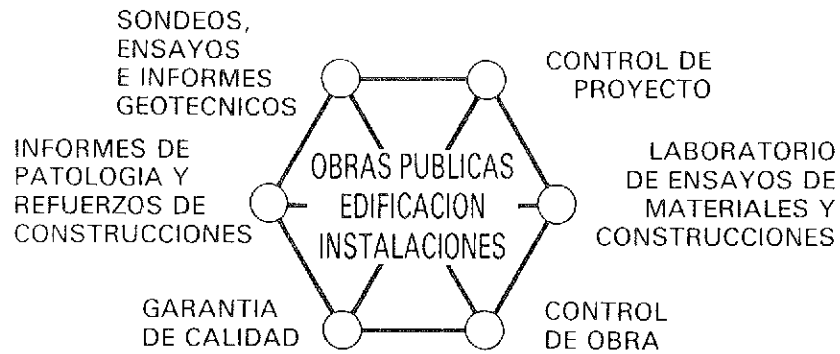
	Págs.
457-5-25 Cálculo sísmico no lineal de edificios de hormigón armado. Comparación con la norma PDS-1	9 - 20
Calcul sismique non-linéaire des bâtiments en béton armé. Comparaison avec le code espagnol PDS-1. Nonlinear seismic building's design. Comparison with the spanish code PDS-1. <i>L. Matallana y A. Samartín</i>	
457-5-26 Determinación del coeficiente de amplificación dinámica en puentes, a partir de registros de aceleración	21 - 36
Evaluation du coefficient d'amplification dynamique dans les ponts, à partir de l'analyse des résultats d'essais. Evaluation of the Dynamic Increment Coefficient in bridges, through the analysis of the experimental acceleration records. <i>J.A. Sobrino Almunia y J.R. Casas Rius.</i>	
XIIIª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. Comunicaciones presentadas al tema 3º: "Rehabilitación, reparación y refuerzo de estructuras".	
457-8-160 Análisis experimental de dos sistemas de refuerzo en vigas de hormigón armado solicitadas a flexión	37 - 70
Analyse expérimentale de deux systèmes de renforcement dans les poutres en béton armé soumises a flexion. Experimental analysis of two reinforcement systems in reinforced concrete beams submitted to bending. <i>I. Sirvent; M.J. de la Cruz; A. Parres y M. Ayus.</i>	
837-8-16 Rehabilitación de depósitos cilíndricos de hormigón pretensado	71 - 74
Restauration de réservoirs cylindriques en béton précontraint. Refitting of pre-stressed concrete cylindrical tanks. <i>E. Fagoaga y O. Jiménez.</i>	
XIIIª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. Comunicaciones presentadas al tema 4º "Realizaciones"	
591-1-45 Los edificios de altura de Alicante y Benidorm	75 - 79
Les gratta-ciel dans Alicante et Benidorm. Skycrapers in Alicante and Benidorm. <i>F. Regalado.</i>	
551-2-218 Puentes compuestos, continuos, con pretensado exento. Puentes sobre el río Turia, en Valencia	81 - 88
Ponts composés continus avec précontrainte extérieur. Pont sur la rivière Turia à Valencia. Composite concrete continuous bridges with external prestressing. Bridge over the Turia River in Valencia. <i>J. Martínez Calzón.</i>	
551-2-219 Dos ejemplos de grandes puentes mixtos pretensados, en Tortosa y Valencia	89 - 100
Deux grands ponts mixtes précontraintes à Tortosa et Valencia. Two large composite prestressed bridges in Tortosa and Valencia. <i>J. Martínez Calzón; F. Millanes Mato y J.A. Fernández Ordóñez.</i>	
591-2-220 Pasos superiores sobre el N.A.F.A.	101 - 100
Passages supérieures sur le N.A.F.A. Overpass on the N.A.F.A. <i>J.L. Bellod; D. Fernández Ordóñez y L. de Santiago.</i>	

	Págs.
591-2-221 Puente de la Alameda	111 - 113
Pont de la Alameda. Alameda bridge. – <i>P. Crespo y C. Lage.</i>	
591-2-222 Aspectos formales del diseño de puentes pretensados. Realizaciones	115- 124
Les aspects formels du dessin de les ponts précontraintes. Realisations. The formal aspects of the prestressed bridges design. Some works. <i>M. Burón Maestro; A. Ortiz Bonet y L. Gómez Sanz.</i>	
591-2-223 Puente sobre el río Alcanadre	125 - 127
Pont sur le fleuve Alcanadre. Bridge over the Alcanadre River. <i>J. Montaner.</i>	
591-2-224 Ultimos puentes construidos por Ferrovial con dovelas prefabricadas	129-133
Derniers ponts construits par Ferrovial en encorbellement avec voussoirs préfabriquées. Latest bridges constructed by Ferrovial with cantilevering pre-cast segment. <i>S. Pérez Fadón y J.E. Herrero.</i>	
591-2-225 Puente atirantado de Marbella	135 - 138
Pont haubané de Marbella. Stay bridge of Marbella. <i>S. Pérez Fadón y J.L. Alonso.</i>	
591-4-18 Depósito de hormigón pretensado, de 60.000 m³, para gas natural licuado, en Huelva	139 - 146
Réservoir pour GNL en béton précontraint en Huelva. LNG prestressed concrete storage tank at Huelva. <i>M. Thomé.</i>	
591-9-47 Acondicionamiento de un tramo del muelle de Levante para el atraque de barcos de 12 metros de calado. (Puerto Autónomo de Valencia)	147 - 150
Aménagement d'un tronçon du quai de Levante pour l'amarrage de bateaux jusqu'à douze mètres de tirant d'eau. (Port Autonome de Valencia). Conditioning of a Levante's quay section for twelve metres draught ships berth. (Valencia Autonomous Port). <i>J.R. Atienza; J.M. Codina; R. Irlés y V.J. López.</i>	
600-0-4 La utilización de nuevos materiales en hormigón pretensado: Una experiencia a escala real	151 - 159
L'utilisation de nouveaux matériaux en béton précontraint: une expérience à échelle réelle. A full-scale experience on prestressing concrete structures with high strength fibres. <i>J.R. Casas y A.C. Aparicio.</i>	
Portada:	Reproducción del Cartel anunciador de la XIIIª Asamblea Técnica Nacional, que obtuvo el primer premio en el Concurso al efecto celebrado.
Autor:	<i>José Luis Jara Leal.</i>



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.º-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 TECNOLOGICA.—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 POUASA, 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 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. (TYPASA).— 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 STRUCTURALE.—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. Valpa-
raíso (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 ℓ y el 1; 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.

Cálculo sísmico no lineal de edificios de hormigón armado. Comparación con la norma PDS-1

Luis Matallana y Avelino Samartín
Dres. Ingenieros de Caminos

1. INTRODUCCION

La finalidad del diseño correcto de una estructura frente a una acción sísmica es conseguir que ésta alcance una elevada probabilidad de resistir la acción de un terremoto. Como es sabido existen dos niveles de terremotos de diseño. Uno, de aparición probable dentro de la vida de la estructura, y que debe ser resistido por ésta en condiciones adecuadas de servicio (Terremoto de servicio seguro). El otro nivel, corresponde a un terremoto de baja probabilidad de actuación sobre la estructura y ésta debe ser diseñada de modo que no se produzca su colapso, a costa de que se originen zonas de plastificación, que puedan hacer inservible su funcionalidad (Terremoto de parada segura).

Si bien la comprobación del estado límite de servicio exige el comportamiento elástico de la estructura, en la comprobación del estado límite último debe considerarse la aparición de rótulas plásticas y, por tanto, un comportamiento no lineal de la estructura.

Los análisis sísmicos basados en modelos lineales son, normalmente, muy conservadores ya que los elementos estructurales que presentan ductilidades acusadas manifiestan mayor resistencia que lo que indicarían dichos análisis.

Existen varias causas de no linealidad en el comportamiento de una estructura. La más relevante, en el caso de acciones sísmicas, corresponde a la del material, si bien en edificios altos, el efecto de no linealidad geométrica, conocido como efecto $P-\delta$, puede ser considerable.

Los modelos de material no lineal más simples son los representantes de sistemas de un grado de libertad. Las relaciones fuerza lateral-desplazamiento se indican en la figura 1.

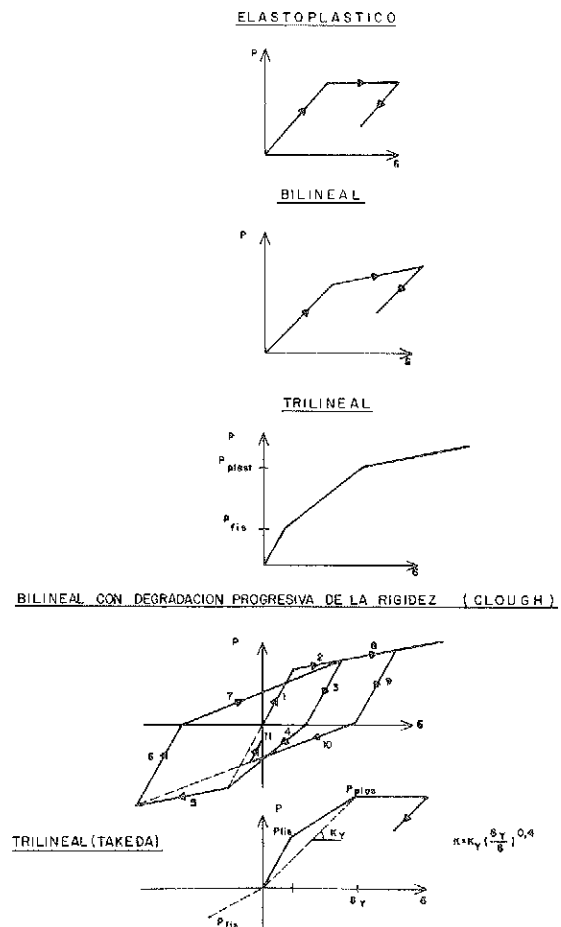


Fig. 1. Relaciones fuerza lateral-desplazamiento.

Utilizando las leyes fuerza-desplazamiento anteriores, las investigaciones se han aplicado a sistemas de varios grados de libertad. Los modelos consistían en representar cada piso

mediante un sistema de un grado de libertad, de forma que la relación entre la suma de los cortantes que existen en los soportes de cada piso y el desplazamiento lateral del mismo se ajuste a las leyes citadas.

El paso siguiente, una vez definido el comportamiento piso a piso, ha sido representar el comportamiento miembro a miembro. En éste, se supone que cada miembro se comporta elásticamente y está unido al resto de la estructura de una forma tal que el giro diferencial con el nudo depende del momento en sus extremos. Las relaciones momento/giro diferencial son similares a las relaciones fuerza desplazamiento anteriores (fig. 2) (Ref. 5).

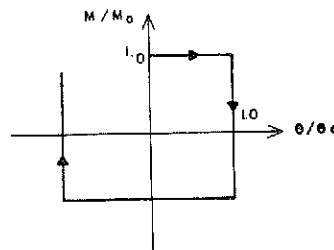
Por último, y entre los modelos de mayor complejidad y mejor simulación de la respuesta de la estructura, se encuentran los que estudian

el comportamiento de varias fibras de cada miembro de la estructura utilizando las leyes tensión-deformación de los materiales (Ref. 6).

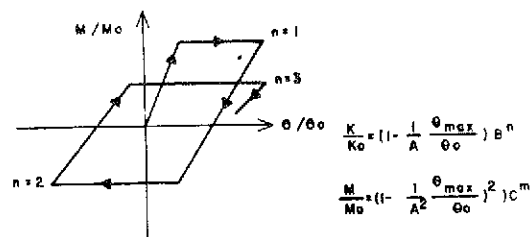
2. MODELO

El modelo que se presenta aquí, constituye una combinación de los dos primeros tipos de modelos descritos, es decir, considera la no linealidad de los movimientos relativos entre pisos del edificio y la aparición de la plastificación concentrada en rótulas plásticas en las vigas. En los soportes se considera comportamiento lineal. La razón de esto último es doble. Por un lado, son más económicas las reparaciones posteriores en una viga que en un soporte. Por otro lado, el comportamiento no lineal en

RIGIDO - PLASTICO



DEGRADACION PROGRESIVA DE LA RIGIDEZ Y RESISTENCIA DEL NUDO



DEGRADACION PROGRESIVA DE LA RIGIDEZ Y RESISTENCIA CON VALORES MINIMOS

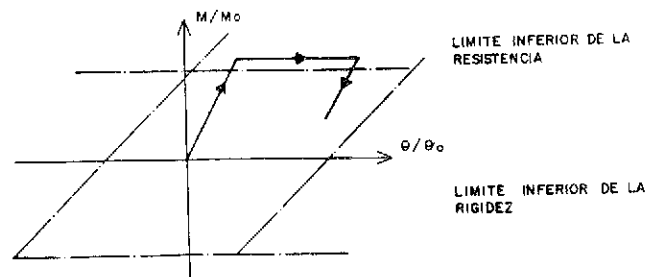


Fig. 2. Relaciones momento-giro diferencial.

un soporte supone una pérdida de rigidez global de la estructura muy importante.

El terremoto se describe en forma de historia temporal $x_g(t)$ mediante una técnica de simulación numérica, que introduce en el histograma (o acelerograma) los parámetros característicos del sismo.

La ecuación fundamental del movimiento de la estructura descrita por el vector de dimensión igual al número de grados de libertad (g.d.l.) de la misma es (una vez condensados los g.d.l. de giros en los nudos) la siguiente:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -M\ddot{x}_g(t)$$

en donde:

- M = Matriz de masa.
- C = Matriz de amortiguamiento.
- K = Matriz de rigidez (variable en el tiempo).
- x(t) = Vector desplazamiento relativo.
- $\dot{x}(t)$ = Vector velocidad relativa.
- $\ddot{x}(t)$ = Vector aceleración absoluta.
- $\ddot{x}_g(t)$ = Vector aceleración sísmica.

La masa se supone concentrada en los nudos de unión de vigas y soportes.

La matriz de rigidez K(t) es variable en el tiempo, y se considera en el cálculo, constante con comportamiento lineal, dentro de intervalos suficientemente pequeños.

La matriz de amortiguamiento se obtiene como combinación de las matrices de masa y rigidez y se supone constante a lo largo de todo el proceso.

El acelerograma del terremoto $\ddot{x}_g(t)$ se deduce mediante simulación que permite relacionarlo con un conjunto de acelerogramas reales. En este estudio se utiliza el método de simulación de PENZIEN y RUIZ consistente en la generación de acelerogramas mediante procesos aleatorios no estacionarios, tipo ruido de disparo filtrado. (Ref. 3).

Se tienen en cuenta en este análisis la influencia en el comportamiento de la estructura de la deformación por esfuerzo cortante, deformación axil en los soportes, dimensión finita de los nudos, formación de rótulas plásticas parciales en los extremos de las vigas, y los efectos de segundo orden (efecto P- δ).

3. APLICACION

El modelo anterior se ha aplicado a dos tipos de edificios constituidos por vigas y soportes de hormigón armado. El primero (edificio tipo 1) está compuesto por 10 pisos y un vano y se clasifica, según la PDS-1, dentro de la categoría de esbelto (Fig. 3). El segundo, constituido por

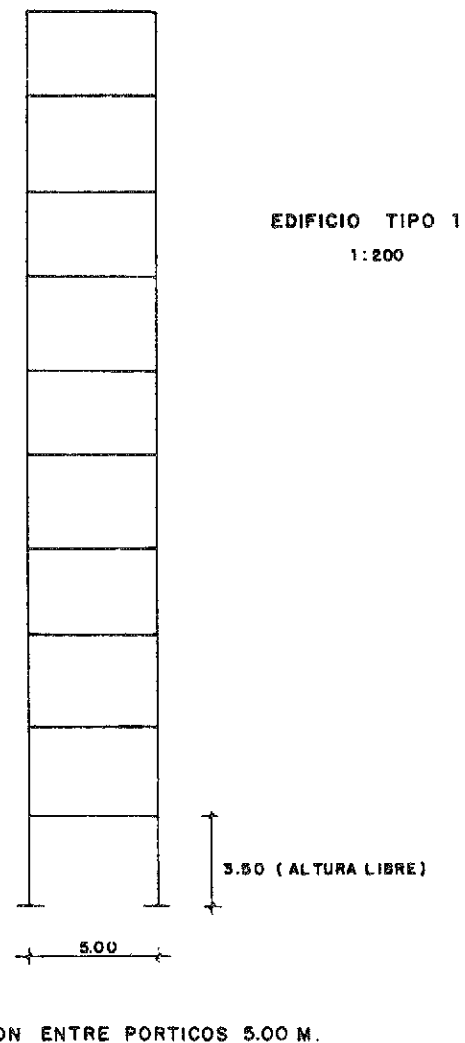
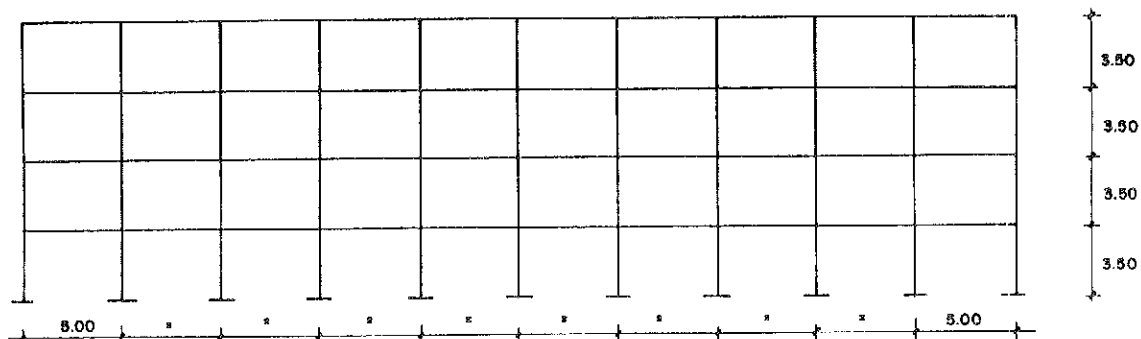


Fig. 3.

10 vanos y 4 pisos, se clasifica como normal (Fig. 4). La razón de escoger estos dos tipos para el análisis, estriba en que constituyen los límites entre los que puede englobarse el comportamiento del resto de edificios. Además, de esta forma puede analizarse la contribución de los modos superiores de vibración (edificio alto) frente a sólo la del modo fundamental (edificio bajo).

Los cálculos realizados han sido:

- 1) Cálculo estático de la estructura sometida a un sistema de fuerzas equivalentes a una acción sísmica de la intensidad elegida. Este sistema se calcula de acuerdo con la norma PDS-1, y para el suelo tipo.
- 2) Cálculo dinámico lineal de la estructura sometida a la acción de uno o varios registros de aceleración generados artificialmente.
- 3) Cálculo dinámico no lineal de la estructura sometida a los registros generados en el



EDIFICIO TIPO 2
SEPARACION ENTRE PORTICOS 5.00 M.

Fig. 4.

apartado anterior. Se hace la hipótesis de que los soportes se comportan linealmente, concentrándose la no linealidad en los extremos de las vigas. Esta hipótesis supone la formación progresiva de rótulas plásticas de rigidez variable en el tiempo. El diagrama utilizado es el debido a CLOUGH (Bilineal) (Ref. 7) que representa bien el comportamiento de piezas de hormigón armado. Los valores que definen el diagrama (M_p , Θ_p) se obtienen en función de la armadura dispuesta en las vigas dimensionadas para los valores de los esfuerzos obtenidos en el cálculo según la PDS-1. Los valores se corresponden con los que producen la plastificación del hormigón ($\epsilon = 2^{0}/_{00}$) o del acero ($\sigma =$ límite elástico). (Fig. 5).

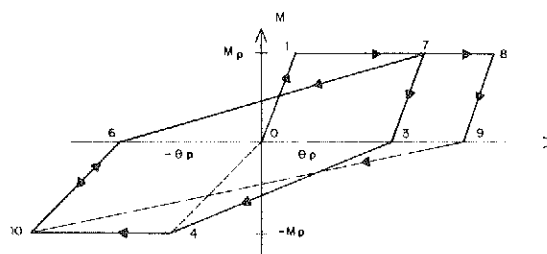


Fig. 5. Diagrama bilineal.

El cálculo del giro de plastificación se realiza en función de la curvatura, haciéndose dos hipótesis de cálculo. En la primera se hace la hipótesis de que la distribución de momentos en las vigas es antisimétrica (tipo 1). En la segunda se considera que la rótula plástica se produce en una longitud de $x = h/2$ ($h =$ canto total de la viga). Del cálculo no lineal se obtienen los valores de ductilidad necesaria, entendida ésta como:

$$\mu = \Theta_{\text{máx}} / \Theta_p$$

en donde $\Theta_{\text{máx}}$ y Θ_p son los ángulos de giro máximo de la sección y de plastificación de la misma, respectivamente.

Para cada edificio se han realizado varios cálculos variando el valor de la intensidad sísmica, o bien, las dimensiones de vigas o soportes. Asimismo, se han realizado otros cálculos fijando las dimensiones de los soportes y variando el valor de la armadura de las vigas. A continuación, se describen con detalle los cálculos efectuados así como los edificios considerados.

4. DESCRIPCION DE LOS EDIFICIOS

4.1. Edificio tipo 1

El edificio, de estructura de hormigón armado, está constituido por los siguientes elementos:

- Vigas rectangulares, de 0,40 m de ancho y 0,70 m de canto.
- Soportes cuadrados, de dimensión, variable con la altura, entre 0,80 m en el último piso y 1,10 m en la base.

—Se considera un intervalo de integración de la ecuación diferencial de $\Delta t = 0,003$ seg.

—Se considera un diagrama de rigidez (Ley M/Θ) obtenido en base a una ley de momentos flectores antisimétrica (Tipo 1).

Los cálculos realizados son los siguientes:

- a) Para unos grados de intensidad sísmica iguales a 7, 8 y 9 se hace un cálculo cuasi-estático según la norma PDS-1 y un cálculo dinámico no lineal disponiendo una armadura en las vigas, a efectos de la determinación del

diagrama M/θ , igual a la calculada con los esfuerzos del cálculo cuasi-estático.

b) Para un grado de intensidad sísmica igual a 8, se hace un cálculo lineal y varios cálculos no lineales variando la armadura de las vigas respecto de la obtenida con la PDS-1, en la forma siguiente:

—Se dispone el 80% de la armadura en el piso 5.

—Se dispone el 150% en los pisos 9 y 10.

—Se dispone el 120% en el piso 8.

—Se dispone el 120% en los pisos 9 y 10.

—Se dispone el 80% en los pisos 9 y 10.

c) Se repiten los cálculos anteriores con un intervalo de integración de la ecuación diferencial de $\Delta t = 0,005$ y con las dos hipótesis, planteadas antes, de definición del diagrama de rigidez.

En una segunda fase, se modifican las dimensiones de las vigas y soportes que pasan a ser:

—Vigas rectangulares, de 0,40 m de ancho y 0,50 m de canto.

—Soportes cuadrados, de dimensión, variable con la altura, entre 0,70 m en el último piso y 1,10 m en la base.

Se considera un grado de intensidad sísmica de 8 y un intervalo de integración de la ecuación diferencial de $\Delta t = 0,003$. Se realizan los siguientes cálculos:

a) Cálculo lineal.

b) Cálculo cuasi-estático según la norma PDS-1.

c) Cálculo no lineal disponiendo una armadura en las vigas de acuerdo con los esfuerzos obtenidos en el cálculo b) y diagrama de rigidez tipo 2.

d) Igual cálculo que el anterior pero con diagrama de rigidez tipo 1. Además, se realizan dos cálculos no lineales variando la armadura de las vigas de la forma siguiente:

—Se dispone un 150% en el piso 10.

—Se dispone un 80% en el piso 10.

4.2. Edificio tipo 2

Se realiza un estudio, similar al anterior, para un grado de intensidad sísmica igual a 8, un intervalo de integración de $\Delta t = 0,003$ y diagrama de rigidez tipo 1. Las dimensiones de las vigas son de 0,40 m de ancho y 0,70 m de canto. Se hacen tres cálculos variando las dimensiones de los soportes:

—Soportes cuadrados, variables con la altura, entre 0,35 m en el último piso y 0,50 m en la base.

—Soportes variables entre 0,50 m y 0,80 m.

—Soportes variables entre 0,70 m y 1,00 m.

Para cada uno se hace un cálculo cuasi-estático según PDS-1, y un cálculo dinámico no lineal en el que la armadura dispuesta en las vigas es la calculada con los esfuerzos del análisis anterior.

Se modifican, ahora, las dimensiones de las vigas, que pasan a tener 0,40 m de ancho y 0,60 m de canto, y las de los soportes que varían entre 0,70 m en el último piso y 1,00 m en la base. Se realizan unos cálculos idénticos a los anteriores.

Por último, se varían las dimensiones de las vigas a 0,40 m de ancho y 0,50 m de canto, y las de los soportes que pasan a variar entre 0,70 m y 1,00 m. Se hace un cálculo cuasi-estático según PDS-1 y un cálculo dinámico no lineal, variando la armadura de las vigas en la forma siguiente:

—Se varía la armadura del piso 4 un 150%.

—Se varía la armadura del piso 4 un 80%.

—Se varía la armadura del piso 4 un 70%.

Además, se realizan otros cálculos modificando el intervalo de integración y las hipótesis de definición del diagrama de rigidez.

5. DEFINICION DEL SEISMO

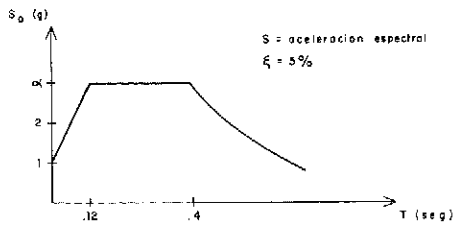
La obtención de los parámetros necesarios para definir los registros (aceleración máxima esperada y función de intensidad) se realiza ajustando el espectro medio de velocidades con el definido por el C.E.B. en su Norma Modelo para un amortiguamiento del 5% y la intensidad sísmica I_{mm} elegida (Fig. 6).

La relación entre la intensidad sísmica y la aceleración espectral considerada es:

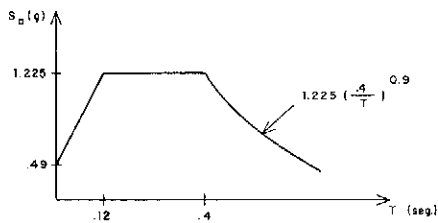
$$\log A_h = -0,014 + 0,30 I_{mm}$$

Una vez realizado el ajuste, se obtiene la aceleración máxima esperada de los registros artificiales, para una duración de 30 seg. y unas propiedades del filtro de $f = 2,5$ c.p.s., $\epsilon = 0,6$ y una función de intensidad como la representada en la figura 6.

Se han generado 25 registros, de los que se han elegido los diez de menor dispersión respecto del registro medio. Aquí, por brevedad, sólo se presentan los resultados correspondientes al registro que más se aproxima al registro medio en la zona de periodos inferiores a 1 seg.



ESPECTRO DE ACELERACION ELASTICO (C.E.B.)



ESPECTRO DE ACELERACIONES INTENSIDAD SISMICA Imm = 9

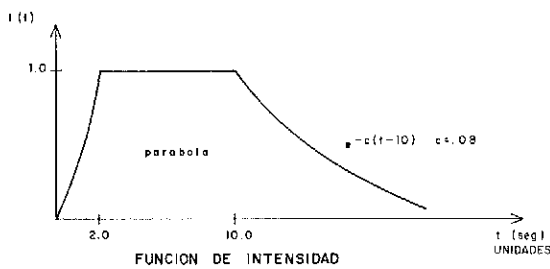


Fig. 6. Función de intensidad.

En la figura 7 se ha dibujado el espectro de respuesta de velocidades medio de los 10 registros, el del C.E.B. (Ref. 2) y el del registro elegido. Se observa la buena aproximación obtenida.

6. RESULTADOS

Se han estudiado (Ref. 1) tres características fundamentales del comportamiento de los edificios, relacionándolos entre sí:

- Desplazamientos horizontales de los pisos.
- Demanda de ductilidad de vigas.

—Cuantía geométrica de armadura longitudinal necesaria en soportes para asegurar el comportamiento lineal de éstos.

Entre los resultados más relevantes se pueden citar los siguientes:

—Los desplazamientos horizontales obtenidos con un cálculo no lineal, son superiores a los obtenidos con un cálculo lineal (Fig. 8).

—En los edificios normales (E-2), en los que sólo un modo de vibración es el predominante, el aumento de armadura de las vigas no supone variación del desplazamiento lateral, obtenido éste con un cálculo estático según PDS-1. Un aumento significativo de la misma, ocasiona

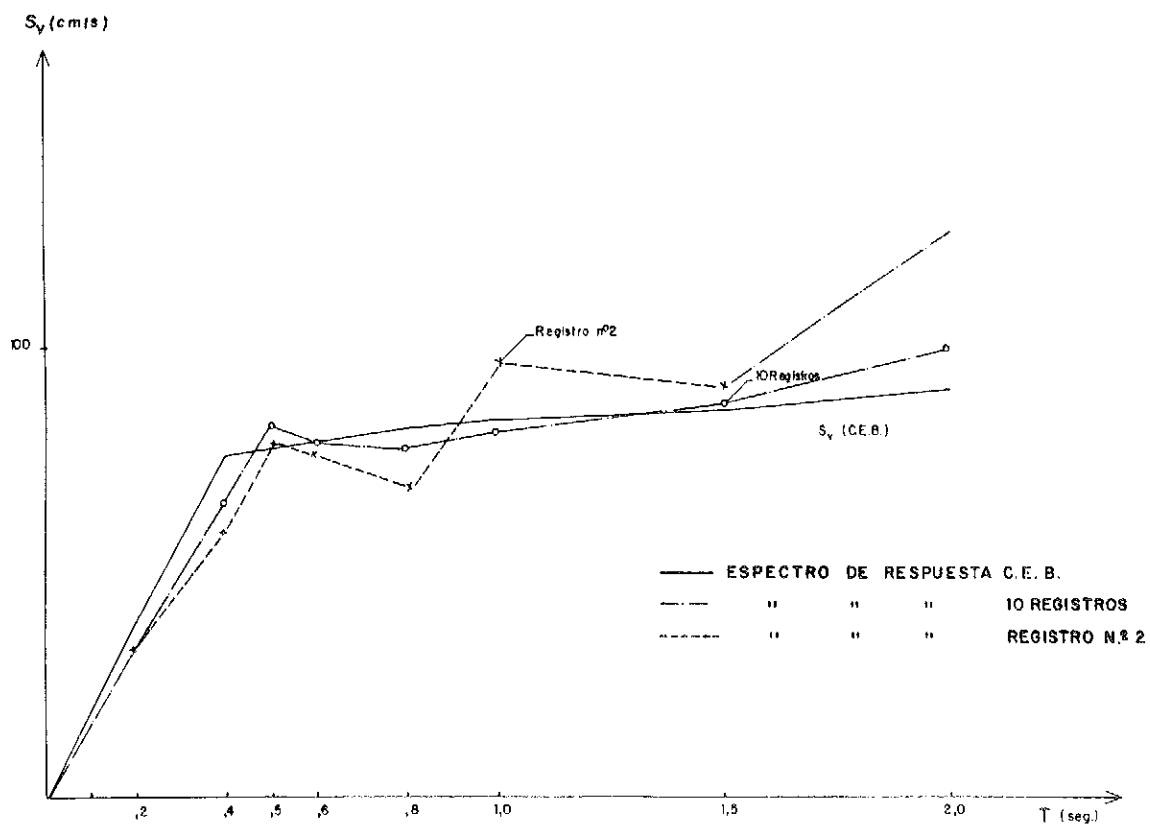
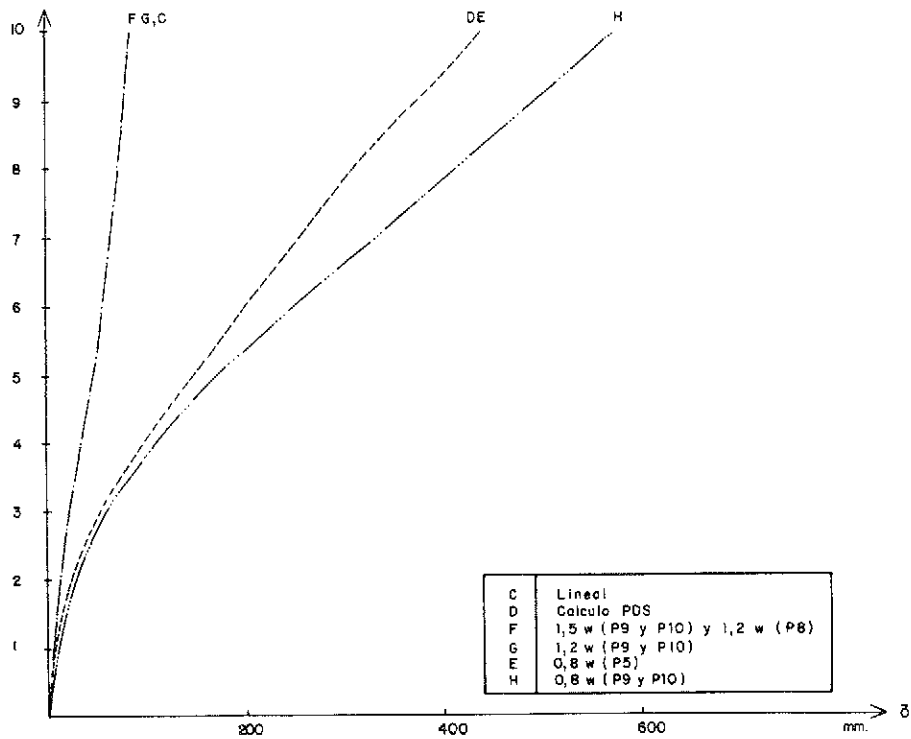
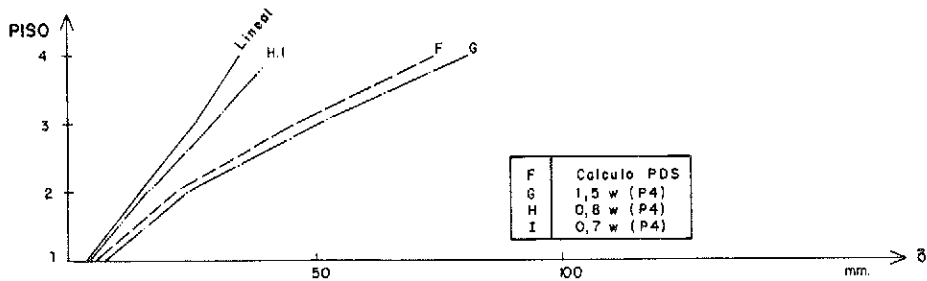


Fig. 7. Espectro de respuesta de la velocidad.



EDIFICIO 1



EDIFICIO 2

Fig. 8. Variación de los desplazamientos laterales al variar la armadura en las vigas.

que la estructura se comporte linealmente. La disminución de la armadura reduce el valor del desplazamiento lateral (Fig. 8).

—En los edificios esbeltos (E-1), en los que son varios los modos de vibración que intervienen, un aumento de la armadura de los pisos altos, que se ven más afectados por los modos superiores de vibración, reducen el desplazamiento lateral. Asimismo, disminuciones de armadura en los pisos intermedios, no afectan de forma significativa al anterior (Fig. 8).

—La dimensión de los soportes influye de forma fundamental en el desplazamiento late-

ral, aumentando éste, al disminuir aquélla, sobre todo si esta disminución tiene lugar en los pisos inferiores. (Fig. 9).

—La variación de las dimensiones de las vigas manteniendo constantes las de los soportes, no influye de forma significativa en el valor del desplazamiento lateral. (Fig. 9).

La demanda de ductilidad se concentra en las vigas de los pisos superiores; si, por aplicación de criterios de armadura mínima se disponen cuantías altas de armadura, se producen demandas de ductilidad importantes en pisos intermedios adyacentes a éstos. (Fig. 10).

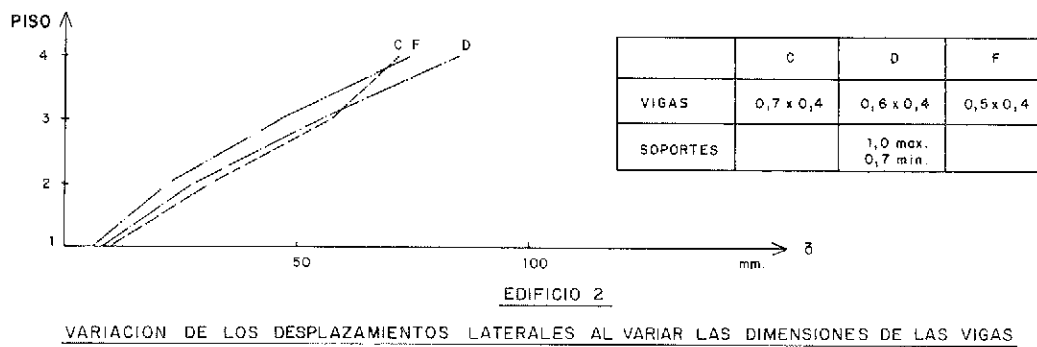
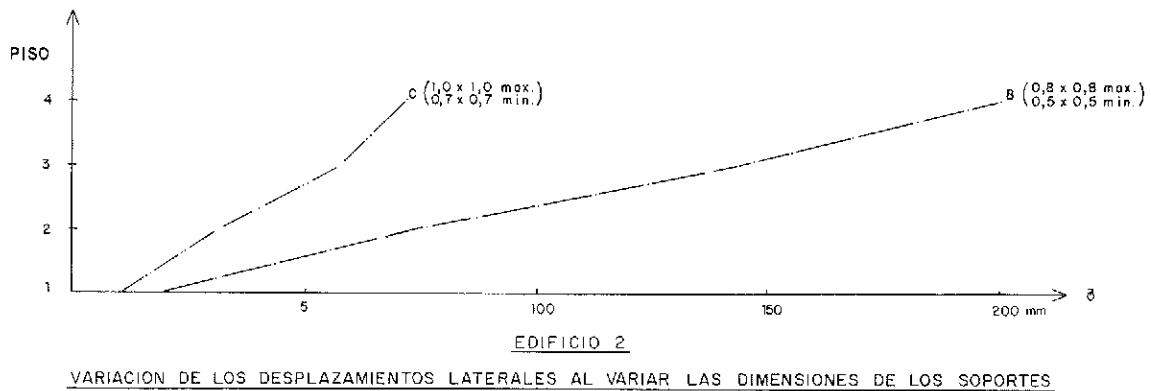


Fig. 9.

—La demanda de ductilidad disminuye al reducir la armadura de los pisos superiores. En edificios esbeltos, en los que se producen demandas de ductilidad altas en pisos intermedios, la nueva distribución de rigideces que se produce al variar la armadura de los pisos superiores, puede producir un aumento de la demanda de ductilidad en éstos. (Fig. 10).

—La demanda de ductilidad aumenta al reducirse la dimensión de los soportes. (Fig. 11).

—La cuantía geométrica necesaria para asegurar un comportamiento lineal en los soportes es mayor en los edificios con comportamiento no lineal que en aquéllos con comportamiento lineal, y mayor en los pisos inferiores, reduciéndose gradualmente en los superiores. (Fig. 12).

—La cuantía geométrica de soportes aumenta al aumentar la armadura de las vigas e inversamente con la demanda de ductilidad. (Fig. 12).

—Asimismo, y para unas dimensiones de vigas constantes, varía inversamente con la variación de la dimensión de los soportes. (Fig. 13).

—Por último, el efecto del tamaño del intervalo de integración es fundamental, siendo su importancia tanto mayor cuanto más no lineal

es el problema, no presentando diferencias si el problema es lineal.

—Respecto a la hipótesis que se debe considerar para el diagrama de rigidez de nudos de vigas, parece que resulta un cálculo más adecuado si se supone una ley de momentos flectores asimétrica en lugar de una longitud de la zona de plastificación igual a $h/2$. Ambas hipótesis conducen a resultados análogos si se adopta para la segunda valores de la zona de plastificación comprendidos entre h y $1,5 h$.

6. CONCLUSIONES

De lo expuesto anteriormente se obtienen las siguientes conclusiones:

1) Con las dimensiones de soportes y para las alturas de edificios consideradas, los efectos de inestabilidad dinámica tipo $P-\delta$ son despreciables.

2) El intervalo de tiempo para la integración de la ecuación diferencial, tiene una influencia fundamental en la obtención de resultados correctos. Cuanto más no lineal sea el comportamiento de la estructura, menor debe ser el intervalo de integración. Valores del orden de

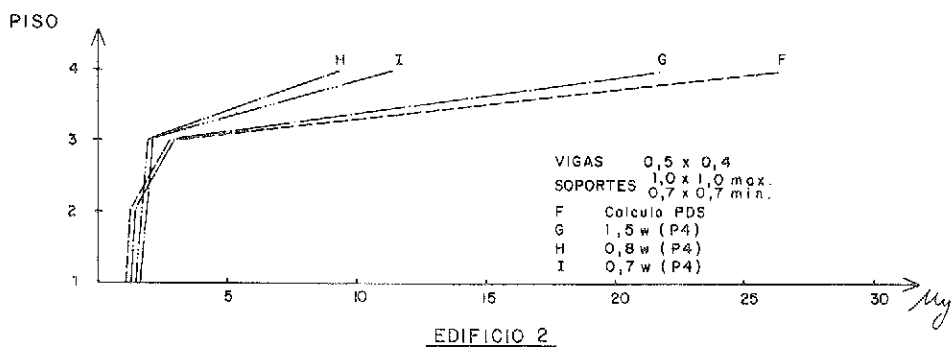
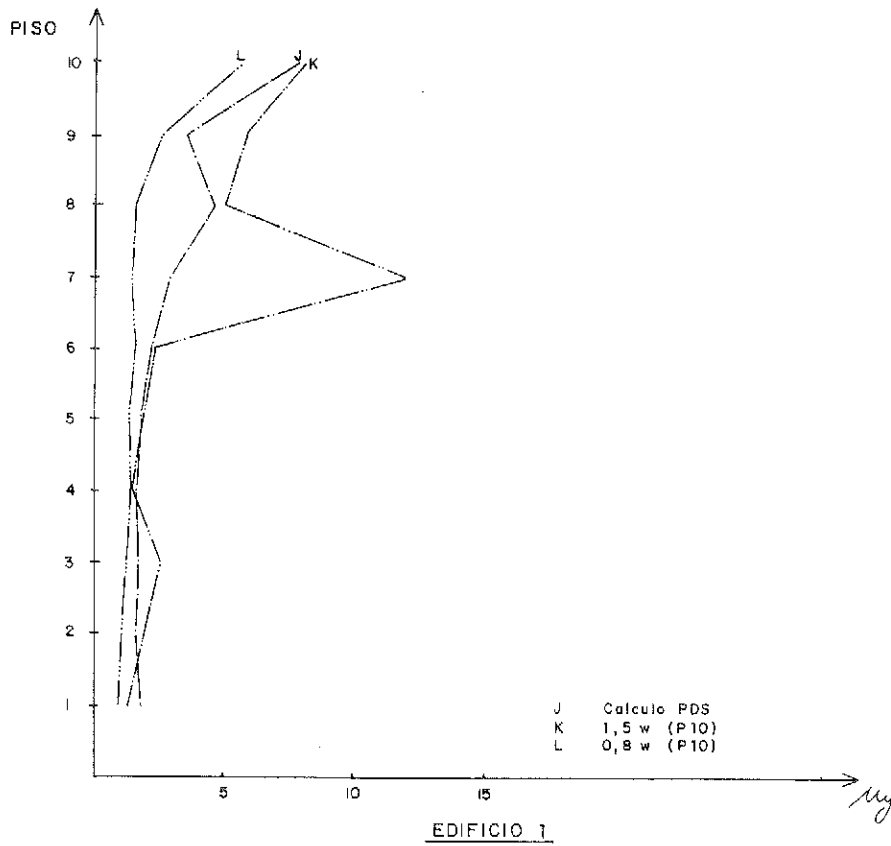


Fig. 10. Variación de la demanda de ductilidad en función de la armadura.

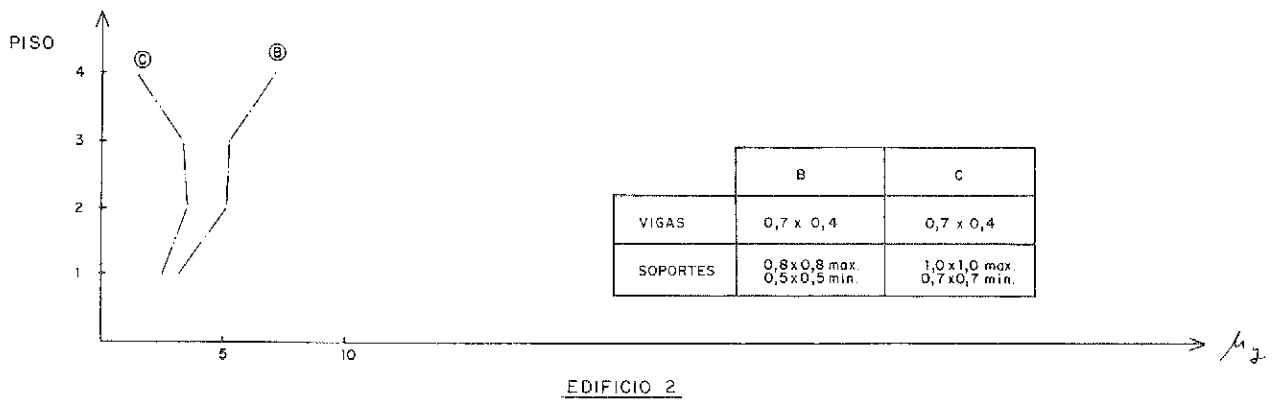


Fig. 11. Variación de la demanda de ductilidad en función de las dimensiones de los soportes.

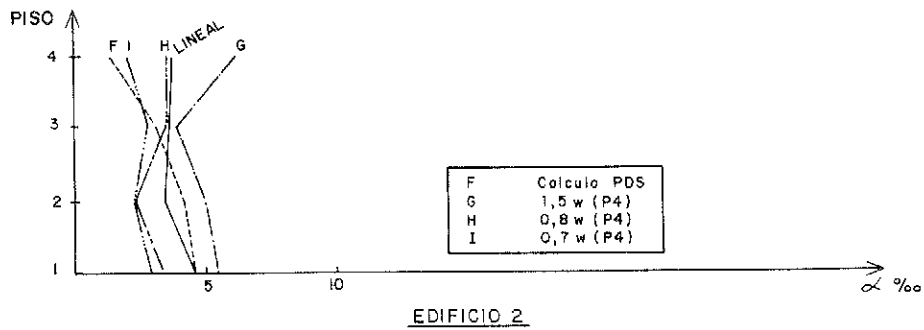
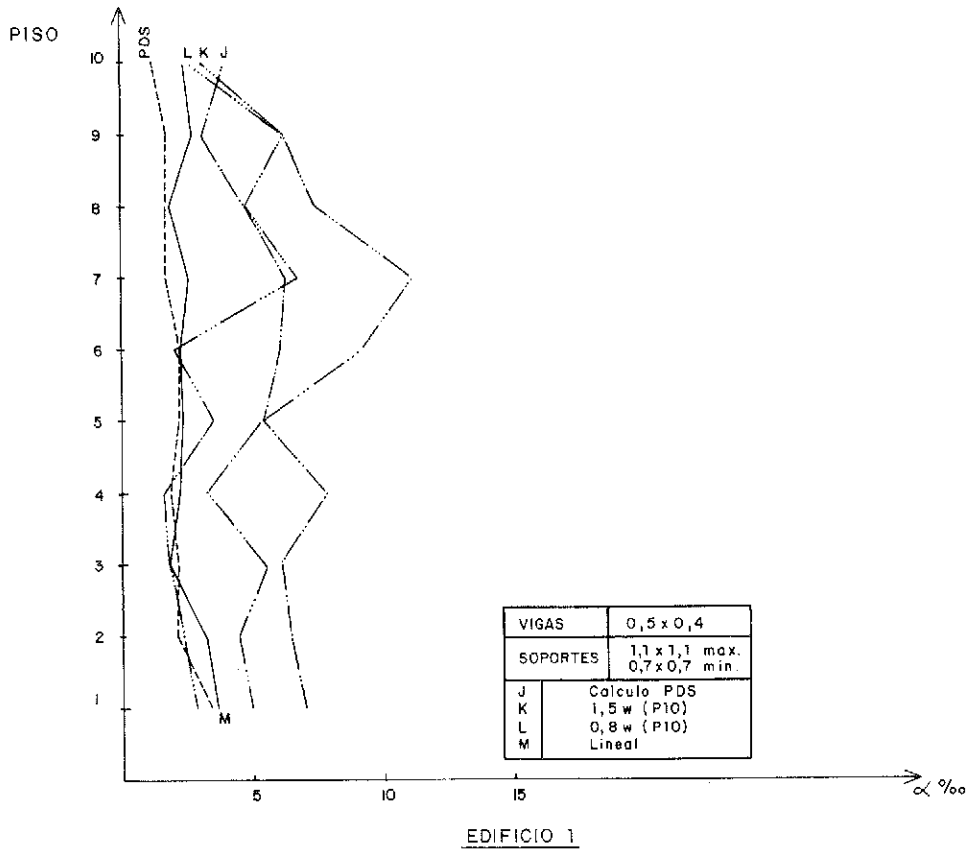


Fig. 12. Variación de la cuantía en soportes al variar las dimensiones de las vigas.

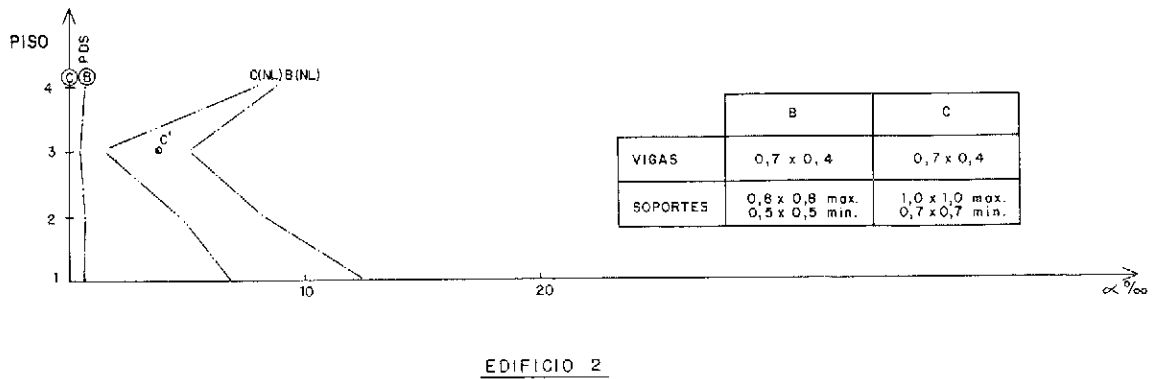


Fig. 13. Variación de la cuantía en soportes al variar sus dimensiones.

0,003 seg. parecen aconsejables para la realización de cálculos fiables. En el caso de problemas lineales, el valor del intervalo de integración depende del grado de precisión que se quiera obtener, sin que una reducción de aquél suponga un aumento de éste en la misma proporción.

3) Si la intensidad sísmica no es lo suficientemente alta como para producir rótulas plásticas en las vigas, el diseño de la estructura de acuerdo con la PDS-1, complementado con la adopción de criterios de armadura mínima definidos en la Norma Modelo del C.E.B. (Ref. I), pueden ser suficientemente aceptables.

4) A partir de un determinado grado de intensidad sísmica, y dentro de las hipótesis de cálculo consideradas, la aplicación de la normativa española puede exigir valores muy elevados de ductilidad en las vigas, imposibles de alcanzar con un diseño racional.

5) Para la obtención de valores adecuados de ductilidad en las vigas, no siempre es necesario aumentar la armadura de las mismas. No hay razón para que este aumento o disminución sea uniforme en todos los pisos.

6) Cuando las acciones sísmicas son muy altas, no es posible alcanzar, con las hipótesis anteriores, resultados aceptables (demandas de ductilidad alta en vigas y comportamiento no lineal de los soportes).

7) La aplicación de las hipótesis de partida, es decir, la de un comportamiento elástico de los soportes, supone disponer una cuantía de armadura en los soportes, superior a la que se obtendría del cálculo con la PDS-1. Sin embargo, esta cuantía de armadura necesaria es inferior, en la práctica totalidad de los casos estudiados, a la armadura mínima recomendada por el C.E.B. (1%), por lo que la hipótesis de comportamiento lineal en los soportes no supone ningún incremento de coste.

8) Para unas mismas dimensiones de vigas y soportes, los desplazamientos laterales máximos en el piso más alto del edificio bajo, son inferiores a los que se producen en el mismo nivel del edificio alto.

9) La demanda de ductilidad es mayor en las vigas de los pisos superiores del edificio bajo que en las del alto, para espesores pequeños de vigas, lo que hace suponer que el dimensionamiento según la PDS-1 es más correcto cuanto más flexible es el edificio. Sin embargo, al aumentar el espesor de las vigas, la cuantía de armadura necesaria disminuye más en el edificio bajo, siendo inferior a la armadura mínima exigida por el C.E.B. Al disponer esta armadura mínima, se reduce mucho la demanda de ductilidad, que pasa a ser mayor en las vigas del edificio alto.

10) Las cuantías geométricas de armaduras de soportes, son similares en ambos edificios e inferiores al 5%, creciendo hacia los pisos inferiores.

REFERENCIAS

1) MATA LLANA, L. "Comportamiento no lineal de estructuras de edificios de hormigón armado sometidas a acciones sísmicas. Aplicación a la norma sísmica PDS-1. Tesis Doctoral. Septiembre 1988. E.T.S.I.C.C. y P. Universidad Politécnica de Cantabria.

2) C.E.B. Bulletin d'information n. 149, part I "Basic concepts for seismic codes". Part II "Seismic design of concrete structures". Marzo 1982.

3) RUIZ, P. Y PENZIEN, J.: "Probabilistic Study of the Behaviour of Structures during Earthquakes". 1965.

4) Norma sismorresistente P.D.S.-1 (1974). B.O.E. 21 Noviembre 1974. Madrid.

5) CLOUGH, R.W., BENUSKA, K.L. y WILSON, E.L.: "Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings". Proc. Third W.C.E.E. Nueva Zelanda, 1965.

6) ROESSET J.M. y MUN SUNGMARK, K.: "Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Frames". Ph. d. Thesis M.I.T. Agosto 1976.

7) CLOUGH R.W. y JOHNSTON S.B.: "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements". Proc. of the Japan earthq. Symposium 1967.

8) UMEMURA, H. y TAKIZAWA, H.: "Dynamic Response of Reinforced Concrete Buildings". Structural Engineering Documents. International Association for Bridge and Structural Engineering. (1982).

RESUMEN:

El cálculo moderno de edificios frente a acciones sísmicas, contempla la posibilidad de comportamiento no lineal de los mismos, en orden a conseguir seguridad y economía en su diseño.

La característica del hormigón armado de producir deformaciones plásticas sin llegar a rotura, supone un mecanismo suficientemente aceptable y seguro para absorber la energía generada durante el seísmo. En este artículo se presenta un método de cálculo no lineal de edificios, en el que se permite el desarrollo de rótulas plásticas en los nudos de unión de las vigas a los soportes.

El comportamiento de los soportes se considera lineal. La acción sísmica es un conjunto de acelerogramas generados artificialmente en base a un proceso aleatorio tipo ruido de disparo filtrado, según el método de PENZIEN-RUIZ. Los resultados del cálculo se comparan con los obtenidos en un cálculo pseudo-estático aplicando la Norma PDS-1.

SUMMARY

The modern seismic building's design contemplate the possibility of nonlinear behaviour of materials, in order to achieve security and economy.

The reinforced concrete characteristic to produce plastics strains without to reach the collapse is a way enough secure to absorb the energy beared during the earthquake. In this report we present a nonlinear seismic building's design method that permit the development of plastics hinges in the beam-column joints.

We suppose a linear behaviour of columns. The seismic action are samples of artificial accelerograms constructed on the basis of a random filtered nonstationary shot noise process, in agreement with the method of PENZIEN-RUIZ. We compare the results of the analysis with those obtained by the Spanish seismic code PDS-1 application.

* * *

III CURSO SUPERIOR PARA JEFES TECNICOS DE OBRA

El Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura (UPM), ha programado, con el patrocinio de la Fundación General de la Universidad Politécnica de Madrid, un nuevo Curso Superior (el tercero), para Jefes Técnicos de Obra, con arreglo al siguiente detalle:

DESTINADO

A postgraduados de Escuelas Técnicas Superiores de Arquitectura e Ingeniería y Escuelas Técnicas Universitarias de Arquitectos Técnicos e Ingeniería Técnica que deseen incorporarse como Jefes Técnicos de Obra a las Empresas Constructoras.

AREAS DE CONOCIMIENTO

- Introducción y definición de las funciones.
- Estructuración funcional de la obra.
- Los Documentos Contractuales.
- Acciones previas al inicio de la obra.
- Iniciación de la obra.
- Los Suministradores.
- La ejecución de la obra.
- El final de la obra.
- Temas monográficos.

LUGAR Y DURACION DEL CURSO

Las clases serán en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.

Octubre 91-Abril 92.

Dos días por semana, de 17,30 a 21,30 horas.

REQUISITOS DE ADMISION

Postgraduados de Escuelas Técnicas o Universitarias y alumnos del último curso.

Entrevista personal.

Número de plazas limitadas: 40 alumnos.

MATRICULA

El coste total del curso, incluyendo matrícula, documentación y trabajos de campo es de 465.000 pesetas.

DIPLOMA

El Diploma de Jefe Técnico de Obra será expedido por el Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura, de Madrid.

INFORMACION E INSCRIPCION

Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.

Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas

De 10,30 a 14 y de 17 a 20 horas. Srta. María José Moyano

Tel.: 544 78 39 - Fax: 544 87 80

Avda. Juan de Herrera, s/n - Ciudad Universitaria

28040 MADRID

Determinación del coeficiente de amplificación dinámica en puentes, a partir de registros de aceleración.

**Juan Antonio Sobrino Almunia y
Juan Ramón Casas Rius
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Ingeniería de la Construcción
Universidad Politécnica de Cataluña**

1. INTRODUCCION

El desarrollo de potentes métodos de cálculo de estructuras y un conocimiento cada vez más exhaustivo de las propiedades de los materiales de construcción utilizados en puentes, así como del comportamiento estructural, han conducido a un diseño de estructuras más económico y eficiente, con soluciones cada vez más ligeras y esbeltas y también más sensibles a las acciones de tipo dinámico.

Por otra parte, se ha producido una evolución de las sollicitaciones para las que estas estructuras fueron concebidas y, en especial, las sobrecargas de tráfico, en el caso de puentes de carretera.

La verificación de este tipo de estructuras requiere, en consecuencia, incrementar nuestro conocimiento sobre el comportamiento real de los puentes frente a las cargas dinámicas a las que va a estar sometido; y en particular, y de gran importancia en puentes, bajo las acciones de tráfico.

En la actualidad existe una sensibilidad creciente en todo lo relacionado con el estudio de la respuesta dinámica de los puentes. En España, por parte de la Dirección General de Carreteras del M.O.P.U., queda reflejada en la publicación del Ensayo Dinámico Normalizado para la determinación del Coeficiente de Impacto en Puentes de Carreteras, (M.O.P.U., 1988), así como en distintos trabajos de investigación financiados por la misma, (Casas y Aparicio, 1989).

El trabajo que aquí se presenta es fruto de la Tesina de Especialidad elaborada en la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona por el primero de los autores bajo la dirección del segundo.

2. ANTECEDENTES

El proceso de cuantificar la respuesta de un puente frente a la carga de tráfico es realmente complejo, debido a su carácter dinámico y al presentar dos componentes claramente diferenciadas, (Casas, 1988), una determinista y una aleatoria, (Figura 1).

La acción debida al paso de un vehículo por una determinada estructura, depende al mismo tiempo de diversos factores (Cantieni, 1983), que son difícilmente evaluables para la obtención de un modelo teórico de comportamiento que permitiera conocer la respuesta dinámica del puente a través de la ecuación de movimiento de la estructura.

Todo ello conduce a que no se lleve a cabo de una manera sistemática la determinación analítica de la respuesta dinámica de un puente al paso de vehículos o de las cargas de tráfico. Se han realizado estudios teóricos de carácter general, que permiten evaluar, por lo menos a nivel cualitativo, la influencia de algunos de los parámetros dinámicos que intervienen en el problema (Honda et al., 1986).

Se deduce pues, que el problema de evaluación de la respuesta de los puentes bajo sollicita-

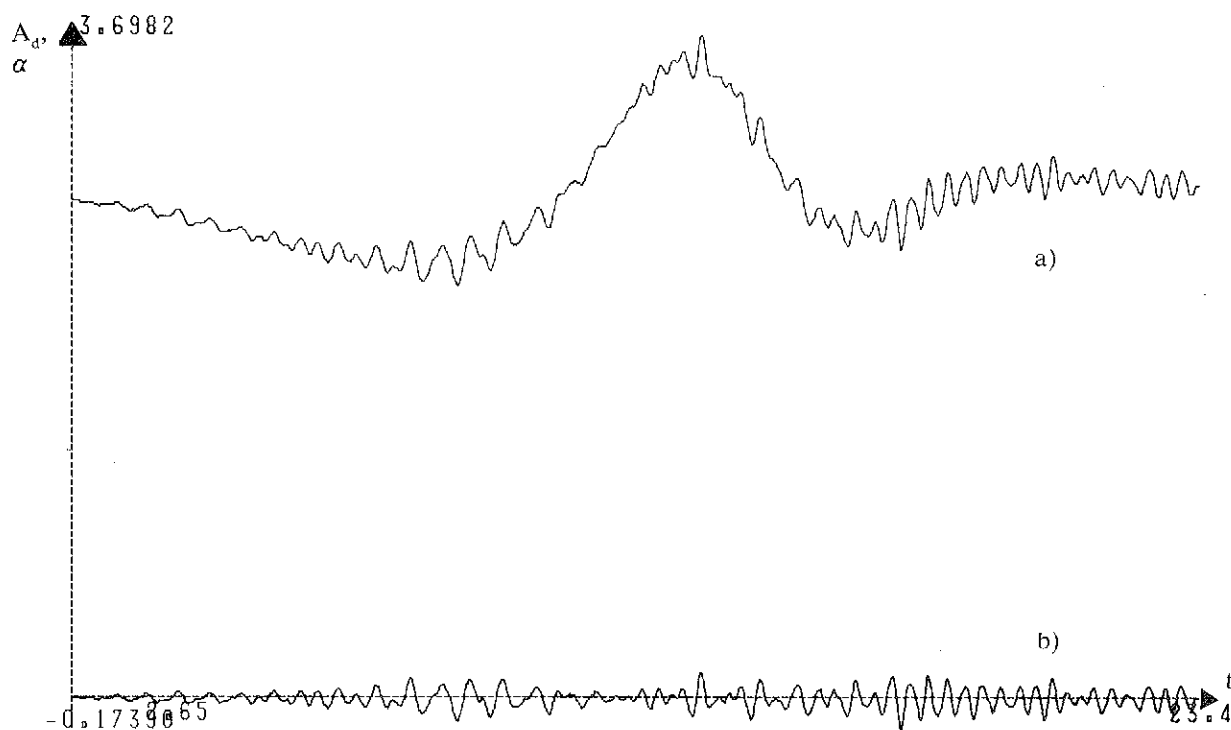


Fig. 1. a) Registro de desplazamiento obtenido en un ensayo dinámico. b) Componente aleatoria del desplazamiento, obtenida a partir de un filtrado de la componente determinista del registro de desplazamiento original. Se midió el desplazamiento en el segundo vano del Viaducto de Alfonso X en Barcelona.

ciones de tráfico es un problema muy complejo, y de tratamiento teórico muy difícil. Ello comporta la búsqueda de simplificaciones y de métodos más eficaces; en definitiva, un tratamiento experimental y la aparición de parámetros como el Coeficiente de Amplificación Dinámica, C.A.D., o el Coeficiente de Impacto, como factor amplificador de las cargas consideradas como estáticas, con el objeto de poder valorar la respuesta dinámica bajo las sobrecargas reales de tráfico.

Se define el Coeficiente de Amplificación Dinámica, C.A.D., como la siguiente relación entre desplazamientos.

$$\text{C.A.D.} = \phi = \frac{A_d - A_e}{A_e} \quad (1)$$

donde:

- A_d es la máxima respuesta dinámica, en un punto determinado, al paso del vehículo a una cierta velocidad.
- A_e es la máxima respuesta estática, en el mismo punto, bajo la acción del mismo vehículo como carga estática.

Con ánimo de intentar definir un concepto que sea operativo en cuanto a su aplicación real, se puede extender el carácter puntual del C.A.D., determinándolo como valor caracteris-

tico de zonas más amplias. Adoptando el criterio de diversos autores, se pueden considerar para cada zona del puente, de forma simplificada, dos valores del C.A.D., (Aparicio y Casas, 1987):

1.— Los valores del C.A.D., cuando el vehículo produce en la zona donde lo determinamos desplazamientos de signo positivo, (flecha hacia abajo).

2.— Evaluar el C.A.D. en "región negativa", esto es, cuando el vehículo produce en la zona de medida desplazamientos de signo negativo, (flecha hacia arriba).

El interés fundamental de la determinación experimental del C.A.D. radica en contar con una herramienta operativa para la consideración de las cargas reales de tráfico, en fase de proyecto, a través de un cálculo estático.

3. PROBLEMATICA ACTUAL

Si lo que pretendemos es estudiar el comportamiento dinámico de la estructura, conociendo la respuesta global de la misma, deberemos registrar magnitudes que valoren dicho comportamiento, con los condicionantes técnicos y económicos inherentes a cada situación particular.

Es evidente, que si registramos en un punto determinado de nuestra estructura, magnitudes como el desplazamiento, o la aceleración en el tiempo, estamos valorando globalmente la respuesta de la estructura, en lo que se refiere a distribuciones de rigidez, masa, propiedades mecánicas de los materiales,...; sin embargo, un registro de deformaciones, en un punto determinado, si bien depende de la respuesta global de la estructura, presenta el inconveniente de reflejar de forma directa, discontinuidades o falta de homogeneidades locales en rigidez, que pueden ser especialmente esperadas en hormigón armado o estructuras con pretensado parcial, con la existencia de fisuración.

La utilización de unos parámetros, Coeficiente de Amplificación Dinámica, o el Coeficiente de Impacto, de tal forma que reflejen de modo suficientemente aproximado la respuesta real y global del puente, conlleva su determinación experimental en estructuras en servicio. El método "clásico" de evaluación de los términos que intervienen en su definición —flechas dinámica y estática—, requiere la obtención de registros experimentales de desplazamiento en ensayos dinámicos. La medida de flechas dinámicas presenta una dificultad de ejecución y disposición del instrumental, así como un costo elevado.

La gran facilidad de disposición de los transductores de aceleración y su fiabilidad en este tipo de ensayos dinámicos favorecen, sin duda, su operatividad y una reducción de costos. Estos son utilizados con éxito en la identificación de parámetros en este tipo de pruebas (Casas, 1988).

4. PLANTEAMIENTO DE UNA NUEVA METODOLOGIA PARA LA OBTENCION DEL C.A.D.

En consecuencia, y como alternativa, se propone en este artículo la obtención del C.A.D. a partir del análisis de registros experimentales de aceleración. Para ello se procederá en tres fases:

1.—En primer lugar se analizará el método "clásico" de obtención del C.A.D. a partir de registros experimentales de desplazamiento determinados tal como se ha visto en el apartado 2, analizando los inconvenientes que aparecen en el tratamiento y análisis de los mismos, y que deben añadirse a los ya apuntados, de dificultad en la obtención de los registros experimentales de desplazamiento.

2.—Además, en el proceso de análisis de los registros experimentales de aceleración, se pretende evaluar del mismo modo los errores cometidos en los métodos numéricos implantados, así como aquellos derivados de posibles simplificaciones o aproximaciones.

3.—Por último se propone una nueva definición del C.A.D., que pretende ser más cercana a la realidad física que modeliza, a la vez que más exacto en cuanto a su determinación experimental.

4.1. Obtención clásica del C.A.D. a partir de registros de desplazamiento

El C.A.D. se valora en las distintas regiones positivas o negativas, según los criterios ya vistos, al paso del vehículo por los distintos vanos del puente, a partir de registros de desplazamiento obtenidos en la ejecución de una prueba dinámica.

En cada región, de forma más precisa, al paso del vehículo por cada uno de los vanos del puente, podemos considerar tres tiempos representativos, que denotaremos con t_1 , t_2 , t_3 , donde:

t_1 = Tiempo tal que A_d es máximo, $A_d \max = A_d(t_1)$.

t_2 = Tiempo tal que A_e es máximo, $A_e \max = A_e(t_2)$.

t_3 = Tiempo tal que $(A_d - A_e)$ es máximo, $(A_d - A_e)_{\max} = A_d(t_3) - A_e(t_3)$.

Estos valores nos permiten expresar el C.A.D., que denotaremos con la letra griega ϕ , de la forma siguiente:

$$\phi = \frac{A_d(t_1) - A_e(t_2)}{A_e(t_2)} \quad (2)$$

El valor de la flecha dinámica, $A_d(t_1)$, se puede obtener directamente del registro para cada zona.

El valor de la flecha estática debe obtenerse a partir de ensayos de carga estáticos. Una posible alternativa es la obtención de la misma a partir de modelos teóricos, si tenemos un conocimiento preciso de la estructura (Aparicio y Casas, 1987). En cualquier caso, se debe poner de manifiesto que en los métodos aproximados de determinación de flecha estática a partir de registros experimentales de desplazamiento obtenidos en Ensayos Dinámicos, (M.O.P.U., 1988) se debe considerar un cierto margen de error (Sobrino, 1990).

Un análisis de numerosos registros de desplazamiento pone de manifiesto que, generalmente, los valores t_1 y t_2 suelen ser coincidentes o muy próximos. La máxima diferencia de flechas dinámica y estática, $(A_d - A_e)_{\max}$ suele también coincidir en el tiempo con t_3 , pero no con la misma profusión, (Sobrino, 1990).

4.1.1. Cálculo de errores en la fórmula del C.A.D.

a) Vamos a estudiar el error cometido en la

determinación del C.A.D. a partir de los errores cometidos en la obtención de A_d y A_c , obtenidos independientemente, tal como se hace en la evaluación clásica del mismo, a partir de registros experimentales de desplazamiento.

Si $\phi_s = \frac{A_d(t_1) - A_c(t_2)}{A_c(t_2)}$, la cota de error relativo, δ_{ϕ_s} , vendrá dada por la expresión:

$$\delta_{\phi_s} = \frac{1 + \phi}{\phi} (\delta_{A_d} - \delta_{A_c}) \quad (3)$$

b) Considerando la posibilidad de obtener los valores del numerador, $(A_d - A_c)$, que denotaremos como $\hat{\alpha}$, y del denominador, A_c , de forma independiente. El valor del C.A.D. se obtendrá como:

$$\phi_b = \frac{\hat{\alpha}}{A_c} \quad (4)$$

Si realizamos la operación "dividir", con los valores aproximados, al tratarse de unos factores obtenidos experimentalmente, o de forma aproximada, la cota del error relativo será:

$$\delta_{\phi_b} = \delta_{\hat{\alpha}} - \delta_{A_c} \quad (5)$$

Si suponemos, por ejemplo, $\delta_{A_d} = 0$, para obtener un mismo error con ambas alternativas se debe cumplir:

$$\delta_{\phi_s} = \delta_{\phi_b} \rightarrow \delta_{\hat{\alpha}} = \frac{\delta A_c}{\phi} \quad (6)$$

Para ϕ entre 0,1 y 0,3 (valores más comunes) será: $\delta_{\hat{\alpha}} \approx 10$ a $3,3 \delta_{A_c}$.

Tenemos un gran margen de error relativo en la determinación de α , hasta cometer el mismo orden de error que el dado por la fórmula:

$$\phi = \frac{A_d - A_c}{A_c} \quad (7)$$

Se puede, por tanto, concluir la necesidad de obtener el C.A.D. a partir de resultados del numerador, $\hat{\alpha}$, y denominador, A_c , hallados de forma independiente, para evitar las severas condiciones derivadas de la propagación de errores.

Notemos que el resultado de la doble integración en el tiempo de un registro de aceleración, nos da el valor de la diferencia de la flecha dinámica y estática en el tiempo, ya que con los aparatos de medida usuales no se registra la frecuencia asociada a la componente estática. A esta diferencia de flechas la denotaremos con la letra alpha, α .

$$\alpha(t) = A_d(t) - A_c(t) \quad (8)$$

4.1.2. Estimadores del C.A.D.

A partir de los valores de A_d y A_c en los tiempos significativos, ya apuntados, podemos obtener los siguientes estimadores del C.A.D. en cada región:

$$\hat{\phi}_1 = \frac{A_d(t_1) - A_c(t_2)}{A_c(t_2)} \quad (9)$$

$$\hat{\phi}_2 = \frac{A_d(t_1) - A_c(t_1)}{A_c(t_2)} = \frac{\alpha(t_1)}{A_c(t_2)} \quad (10)$$

$$\hat{\phi}_3 = \frac{A_d(t_3) - A_c(t_3)}{A_c(t_2)} = \frac{\alpha_{\max}}{A_c(t_2)} \quad (11)$$

El primer estimador, $\hat{\phi}_1$, coincide con la definición clásica. El segundo estimador, $\hat{\phi}_2$, en general coincide con $\hat{\phi}_1$, si $t_1 = t_2$. El tercero, $\hat{\phi}_3$, es un valor que siempre será mayor o igual a $\hat{\phi}_1$ y $\hat{\phi}_2$, siendo coincidentes para, $t_1 = t_3$. Este estimador, $\hat{\phi}_3$, si bien siempre tiende a sobrevalorar el C.A.D., tiene la ventaja de no precisar del proceso de "suma" de las "funciones" $\alpha(t)$ y $A_c(t)$, por lo que tan sólo será necesario determinar α_{\max} , en cada región, sin influir los tiempos en que se dan.

El objeto del C.A.D. no es otro que el de cuantificar la máxima respuesta dinámica de un puente determinado, bajo las cargas de tráfico. Así pues, si conocemos la máxima respuesta estática a que dan lugar estas sollicitaciones, tendremos, a partir de la definición del C.A.D.:

$$A_{d, \max} = (1 + \hat{\phi}_1) A_{c, \max} \quad (12)$$

Si cometemos un error relativo $\delta_{\hat{\phi}_1}$ en la valoración de $\hat{\phi}_1$, éste se propagará de tal forma que el error relativo cometido al evaluar A_d , para $\delta_{A_c} = 0$, será:

$$\delta_{A_d} = \frac{\delta_{\hat{\phi}_1}}{1 + \frac{1}{\hat{\phi}_1}} \leq \delta_{\hat{\phi}_1} \quad (13)$$

El error δ_{A_d} , se disipa para valores pequeños de $\hat{\phi}_1$ y será siempre menor que $\delta_{\hat{\phi}_1}$. Así por ejemplo:

$$\text{Si } \hat{\phi}_1 = 0,1 \text{ a } 0,3 \rightarrow \delta_{A_d} = 0,1 \text{ a } 0,75 \delta_{\hat{\phi}_1} \quad (14)$$

Por otra parte, al aproximar $A_{d, \max}$, como $A_{d, \max} = (1 + \phi_s) A_{c, \max}$, el error cometido en A_d , para ϕ_s valorado de forma exacta, es:

$$\delta_{A_d} = \frac{A_c(t_2) - A_c(t_1)}{A_c(t_2)} \frac{1}{1 + \phi} \leq \frac{A_c(t_2) - A_c(t_1)}{A_c(t_2)}$$

Para ϕ_1 entre 0,1 y 0,3, δ_{Λ_d} varía entre 0,91 y $0,77 \left[\frac{A_c(t_2) - A_c(t_1)}{A_c(t_2)} \right]$

Por lo tanto, desde el punto de vista de valoración de la respuesta dinámica máxima, a partir de la máxima respuesta estática, si los valores de A_d y A_c se dan para tiempos muy próximos, de tal forma que $A_c(t_1) \approx A_c(t_2)$, será siempre preferible evaluar A_d en función de ϕ_2 .

Los errores al valorar Λ_d con los distintos estimadores, siempre se cometen por exceso, ya que:

$$\hat{\phi}_1 \leq \hat{\phi}_2 \leq \hat{\phi}_3 \quad (16)$$

4.2. Propuesta de obtención del C.A.D. a partir de registros de aceleración

Una reflexión sobre lo visto hasta este apartado, nos conduce a considerar el siguiente método para la obtención del C.A.D., que de forma simplificada y general será:

1.—Determinación de la flecha estática. Obtención de los valores máximos al paso del vehículo por cada vano, mediante un modelo teórico, adoptando hipótesis de comportamiento elástico lineal. En general, para puentes cajón o losas de fondo estrecho, puede tomarse un modelo de comportamiento tipo viga. Podremos determinar, no tan sólo los desplazamientos máximos, sino también la línea de influencia de la flecha en el punto de medida.

2.—Proceso de doble integración del registro de aceleración, $\ddot{\alpha}(t)$, obtenido experimentalmente. A partir de ésta podemos obtener un registro digital en el tiempo, de la función, $\alpha(t) = A_d(t) - A_c(t)$. Tal como puede verse en (Sobrino, 1990), el procesado del registro de aceleración, para obtener de manera precisa la componente aleatoria del desplazamiento, $\alpha(t)$, requiere el siguiente tratamiento:

2.1. Filtrado de la componente asociada a ruidos, frecuencias excesivamente altas y aquellas frecuencias bajas parásitas que pueden existir, y cuya integración no nos interesa.

2.2. Doble integración numérica de la señal de aceleración filtrada.

2.3. Regresión lineal y eliminación de la componente asociada a la velocidad inicial desconocida.

2.4. Posible filtrado de pulsaciones parásitas asociadas a frecuencias muy bajas, que pueden existir o aparecer en los procesos anteriores y que tienen un peso relativo importante.

2.5. Determinación de los máximos de la función resultante, en los intervalos de tiempo

que nos interesa. Este proceso se puede realizar a partir de una visualización gráfica del resultado.

Se demuestra que cada una de estas etapas es necesaria para alcanzar un resultado satisfactorio, sin alejarse de la realidad física que se pretende modelizar (Sobrino, 1990).

3.—Teóricamente, se debería realizar un proceso de "suma" en el tiempo, de las funciones $\alpha(t)$ y $A_c(t)$, obtenida esta última a partir de la línea de influencia de la flecha y de un conocimiento preciso de la posición del vehículo en el tiempo de paso por la estructura, aspecto que debería, en consecuencia, poseer una mayor importancia durante la ejecución de la prueba. Este proceso de "suma" no tiene otra función que la de delimitar los valores del tiempo en que A_d es máximo, $t = t_1$, en las distintas regiones. Una vez determinado este tiempo obtendríamos el C.A.D. como:

$$\text{C.A.D.} \approx \phi_2 = \frac{A_d(t_1) - A_c(t_1)}{A_c(t_2)} \quad (17)$$

4.3. Propuesta de nueva definición del C.A.D.

Conceptualmente, el C.A.D. pretende cuantificar el incremento de flecha bajo una sollicitación dinámica, respecto a la flecha estática máxima. La definición presenta, sin embargo, el problema de su evaluación numérica. Esto es debido a que los valores a partir de los que se determina, A_d y A_c , flecha dinámica y flecha estática máximas en un punto concreto, se pueden dar en tiempos distintos.

Se plantea pues la posibilidad de considerar una nueva definición del Coeficiente de Amplificación Dinámica, que pretende estar más cerca de la realidad física, reflejando el incremento de una determinada respuesta debido a una sollicitación dinámica y que a su vez sea más estable a la hora de evaluarlo. La propuesta es:

$$\text{C.A.D.}_{\text{propuesto}} = \phi_2 = \frac{A_d(t_1) - A_c(t_1) - \alpha(t_1)}{A_c(t_2) - A_c(t_1)} \quad (18)$$

Se tiene que hacer notar que utilizando la definición, el evaluar el C.A.D. con $A_c(t_1)$ o $A_c(t_2)$, prácticamente no representa una gran variación.

Por ello, a efectos de la evaluación del C.A.D., nos interesará determinar $\alpha(t_1)$, componente aleatoria asociada al tiempo en que A_d es máxima y determinar $A_c(t_1)$ o $A_c(t_2)$, esto es la flecha estática máxima o un valor muy próximo.

El valor del C.A.D. así determinado, será

representativo para cuantificar la respuesta dinámica, presenta una mayor estabilidad numérica y permite una determinación precisa de A_d , a partir de los valores estáticos (*aquellos que el proyectista de estructuras está habituado a obtener con los medios de cálculo de que dispone en general*). El concepto de C.A.D. podría ser generalizado en el tiempo, como el incremento de una determinada respuesta respecto a la estática en ese mismo instante, tomando como valor de referencia la respuesta estática máxima en cada región determinada.

$$\phi_2(t) = \frac{\alpha(t)}{A_{e. \text{máx}}} \quad (19)$$

5. VERIFICACION EXPERIMENTAL

En este apartado procederemos a una verificación experimental del método propuesto anteriormente. Para ello, nos basaremos en los registros experimentales obtenidos en dos pruebas de carga dinámicas, en las que se registraban aceleración y desplazamiento, lo cual va a permitir la comparación de resultados.

5.1. Método adoptado en la determinación del C.A.D. a partir de registros experimentales de aceleración

Conceptualmente, el proceso idóneo para evaluar la flecha dinámica $A_d(t)$, a partir de

registros de aceleración, sería:

1.—Obtención de $\alpha(t)$ a partir de un procesamiento de los registros temporales de aceleración, según el método numérico propuesto en 4.2.

2.—Obtención de $A_c(t)$ a partir de un modelo teórico, y un conocimiento preciso de la posición del vehículo en el tiempo, durante la prueba.

3.—“Suma” de las componentes anteriores, para obtener $A_d(t)$.

4.—Determinar los tiempos t_1, t_2, t_3 .

Este proceso no se ha podido realizar en estas pruebas, al no haberse llevado a cabo un control preciso de la posición del camión durante el paso por la estructura. El problema ha sido soslayado al disponer de los registros de desplazamiento en los mismos puntos de medida que los de aceleración, evitando así el proceso “suma” para visualizar los tiempos representativos.

5.2. Ensayo dinámico del viaducto de Alfonso X, en el cinturón de Ronda de Barcelona

5.2.1. Descripción de la estructura

El viaducto ensayado era una viga continua de hormigón pretensado, que inicialmente tenía 7 vanos, de luces $24,00 + 34,18 + 45,88 + 45,70 + 33,40 + 33,40 + 33,00$ m, si bien se demolió parcialmente, de forma que los ensayos dinámicos de carga se realizaron sobre la estructura

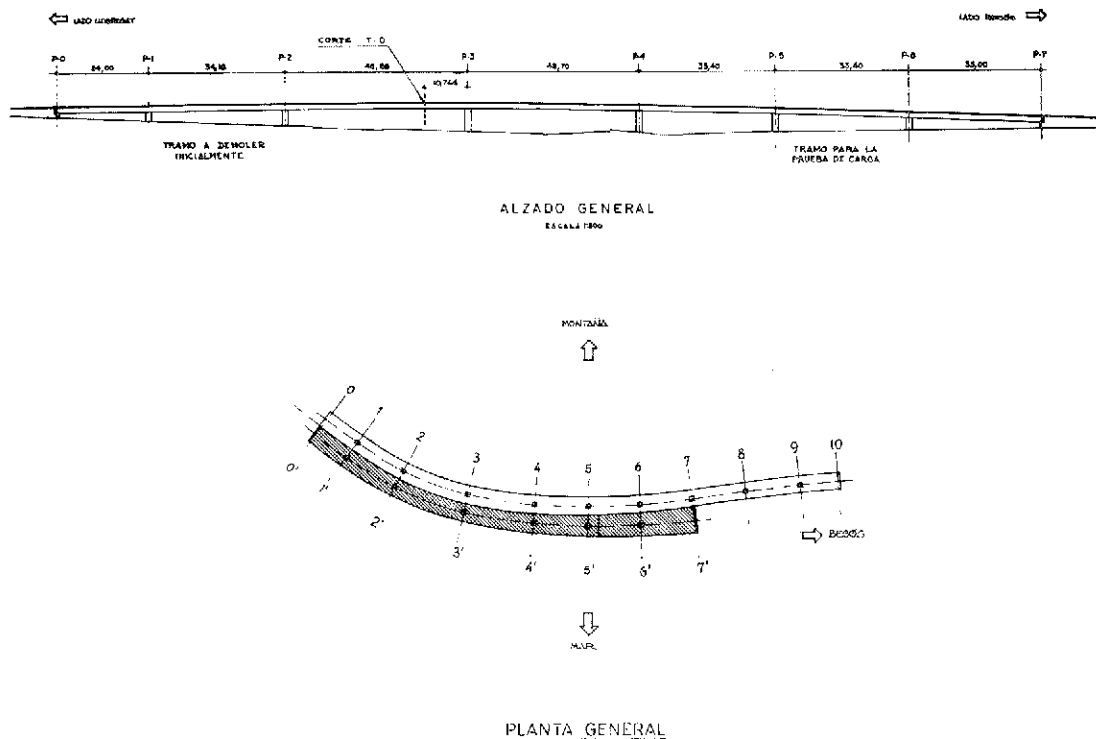


Fig. 2. Alzado y planta del paso superior.

constituida por los cuatro últimos vanos y un voladizo en la zona de corte, de unos 10 m. (Figura 2).

La sección transversal tipo, era un cajón con voladizos aligerados, de canto constante, de valor 1,60 m y de ancho superior 12,49 m en sección tipo (Figura 3), ancho que aumenta a partir de la pila 5, aproximadamente. Una descripción detallada de la estructura y del ensayo se recoge en (Aparicio y Casas, 1987).

5.2.2. Descripción de las pruebas dinámicas

Se llevaron a cabo cuatro pasadas, en el pavimento original, con un vehículo de dos ejes, de geometría y distribución de cargas en ejes perfectamente conocidas.

Las velocidades se mantuvieron constantes en cada pasada, y estas fueron, 10, 20, 28 y 37 km/hora. El sentido del trayecto fue de corte a estribo este.

Se registraron aceleraciones y desplazamientos, en distintos puntos del tablero, con una frecuencia de muestreo de 250 Hz.

5.2.3. Instrumentación utilizada y medios de carga

La instrumentación utilizada durante las pruebas queda perfectamente detallada en (Aparicio y Casas, 1987). Se emplearon dos acelerómetros y ocho transductores de desplazamiento. Un esquema de la misma puede verse en la Figura 4.

Se utilizó como vehículo para efectuar las pruebas dinámicas, un camión de dos ejes, de 135,9 kN, distribuidos en dos ejes separados 3,8 m., con cargas de 37,8 kN y 98,1 kN en los ejes delantero y trasero, respectivamente.

Se va a trabajar con el registro de aceleración del Canal 9, esto es, en el centro del segundo vano (4-5). Todos los resultados se podrán comparar, de este modo, con los datos obtenidos a partir del registro de desplazamiento evaluado en la misma prueba y en el mismo punto (Canal 3).

5.2.4. Determinación de las flechas estáticas

Las máximas flechas estáticas en el punto de registro han sido obtenidas por dos vías distintas:

1.—Experimentalmente, a partir de los valores obtenidos en una prueba de paso del vehículo a 10 Km/h, "crawl test", con el fin de disminuir los efectos dinámicos de la carga. Adoptaremos estos valores como los más exactos.

2.—Teóricamente, a partir de una modelización de la estructura como viga continua, adoptando un modelo elástico-lineal. Los valores de la inercia, área y módulo de deformación han sido determinados a partir de los planos de la estructura, contrastados con una inspección de la misma, y en ensayos de laboratorio, (Aparicio y Casas, 1987).

Los valores obtenidos, se muestran en la Tabla 1.

Se constata la gran fiabilidad de los modelos teóricos, en el rango de comportamiento elástico-lineal de la estructura, (Aparicio y Casas, 1987) y (Virgoleux et al., 1988).

5.2.5. Determinación del C.A.D.

Se determinaron los siguientes estimadores

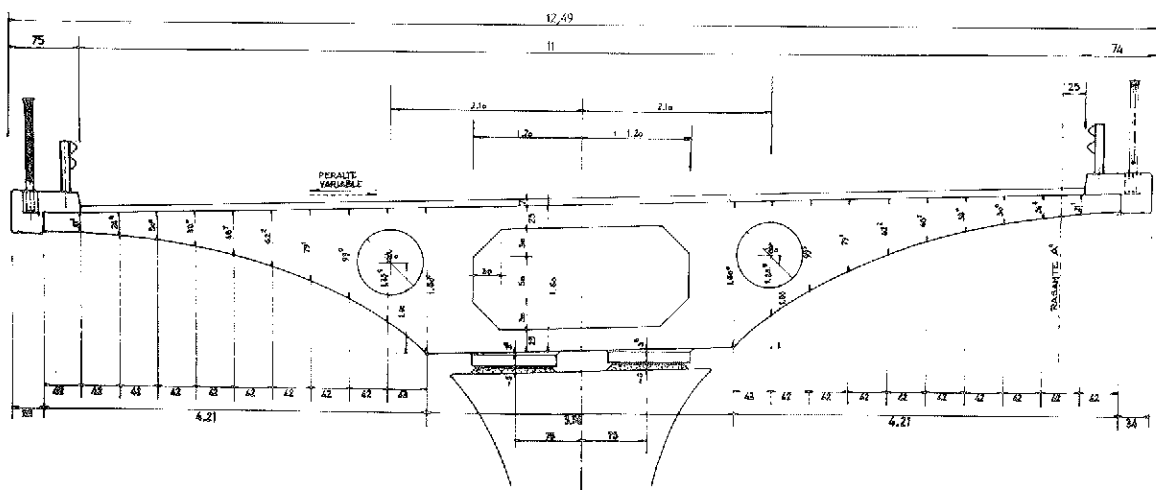
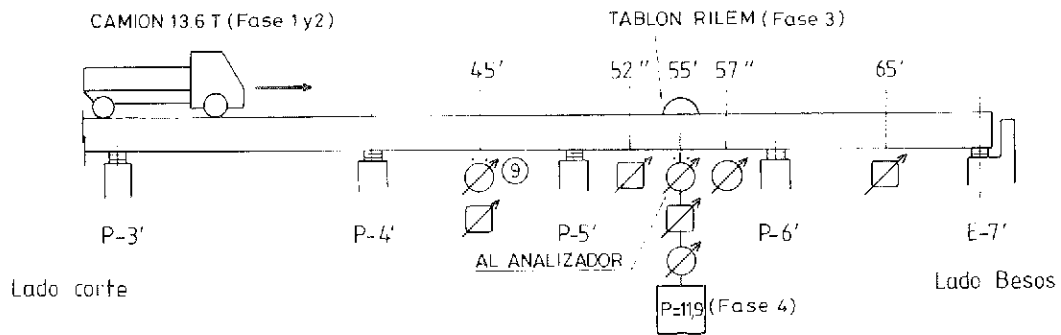
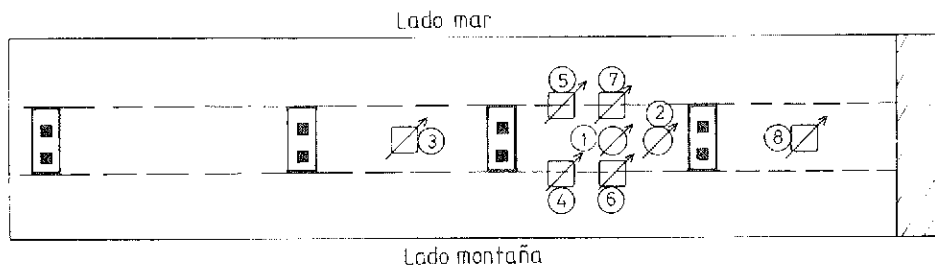


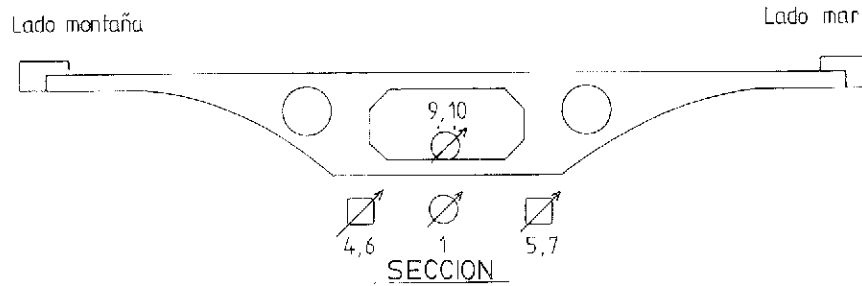
Fig. 3. Sección transversal.



ALZADO



PLANTA



SECCION

MEDIOS EXCITACION

FASE 1 : Camión 2 ejes (13.6 T)
FASE 2 : Camión 2 ejes (13.6 T)
FASE 3 : Camión 2 ejes (13.6 T) + Tablón Rilem
FASE 4 : Peso hormigón 11.9 T

INSTRUMENTACION UTILIZADA

	Transductor desplazamiento tipo 1
	Transductor desplazamiento tipo 2
	Transductor aceleracion
	Nº identificación transductor

Fig. 4. Instrumentación utilizada.

Tabla 1
Valores de flecha estática, obtenidos de forma teórica y experimental

Posición del vehículo	Vano 1	Vano 2	Vano 3	Vano 4
A_e , experimental	0,446	0,700	0,245	0,0747
A_e , teórica	0,418	0,656	0,229	0,0701

del C.A.D., para las dos flechas estáticas de que disponemos:

1.—Valores del C.A.D. determinados a partir de los valores de la flecha estática experimental y el análisis de los registros de desplazamiento. Se obtienen tres estimadores del C.A.D., ϕ_1 , ϕ_2 y ϕ_3 , según la notación empleada en 4.1.2.

2.—Valores del C.A.D. obtenidos a partir de la flecha estática y la aplicación del método propuesto a los registros experimentales de aceleración. Se determinan ϕ_2 y ϕ_3 .

3.—Valores del C.A.D. determinados a partir de la flecha estática y de la aplicación del método aproximado (Sobrino, 1990) al registro experimental de aceleración, una vez filtradas las pulsaciones de alta frecuencia.

En la Figura 5 pueden verse los valores obtenidos para ϕ_2 con registros de desplazamiento y con el método propuesto, a partir de registros de aceleración, en función de la velocidad del vehículo a su paso por los distintos vanos del viaducto.

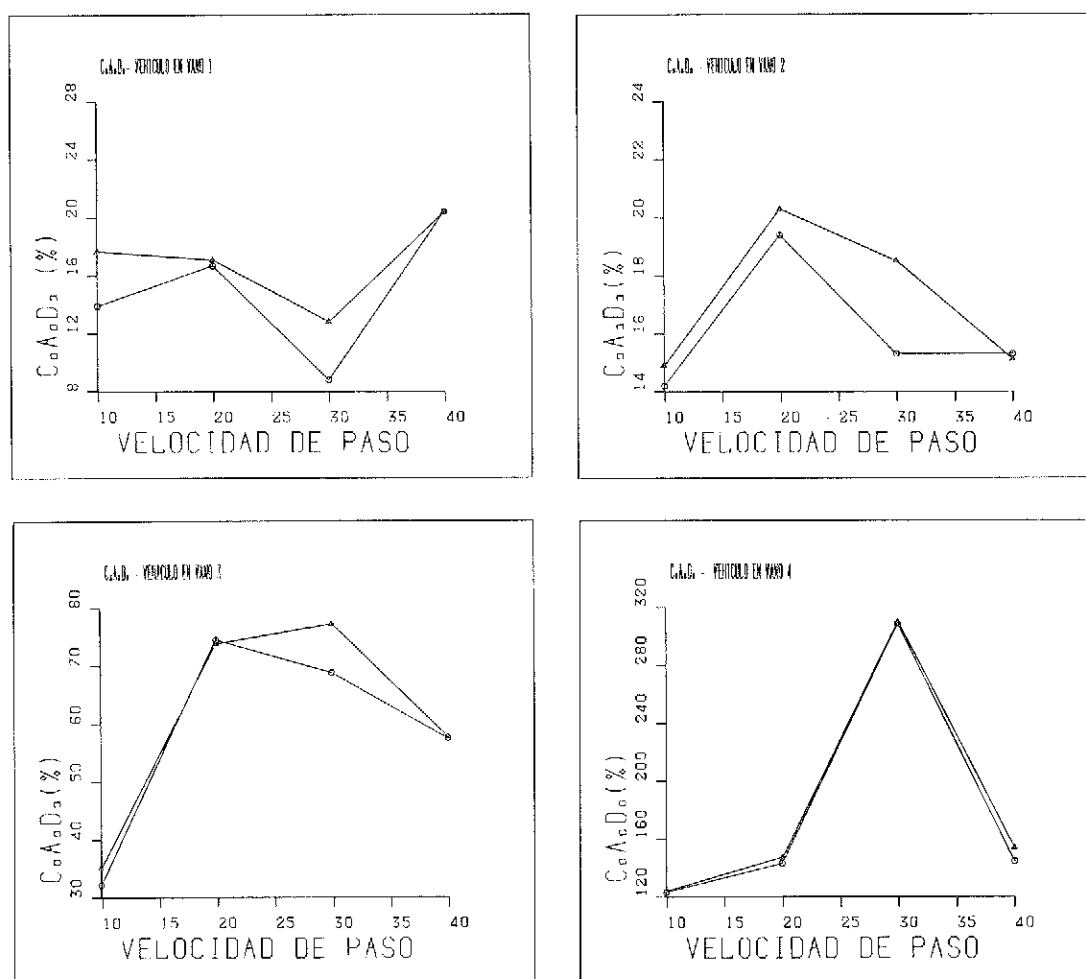


Fig. 5. Valores de ϕ_2 determinados con A_e experimental a partir de registros experimentales de aceleración y desplazamiento, para las distintas posiciones del vehículo en los distintos vanos, en función de la velocidad.
 Δ - Registros de desplazamiento.
 \circ - Registros de aceleración.

Tabla 2

Errores cometidos en la valoración del C.A.D.

— δ_{ϕ_2} error relativo de ϕ_2 del método propuesto y A_e teórica respecto ϕ_2 obtenido del registro de desplazamiento.

— δ_{ϕ_2} error relativo de ϕ_2 del método propuesto y A_e experimental respecto ϕ_2 obtenido del registro de desplazamiento.

— σ_{ϕ_1} desviación estandar del error δ_{ϕ_1} .

Posición del vehículo	Vano 1	Vano 2	Vano 3	Vano 4
δ_{ϕ_2} (%)	5,9	8,3	4,4	4,2
δ_{ϕ_2} (%)	7,0	8,7	2,5	2,6
δ_{ϕ_2} (%)	13,7	7,8	8,6	4,5
δ_{ϕ_2} (%)	11,1	3,4	7,6	3,0

Tabla 3

Resultados de la prueba SIN 20
C.A.D. y valores de la flecha dinámica

Resultados de la prueba dinámica al paso del vehículo con una velocidad de 20 km/h.

Notación: $A_{d,1} = (1 + \phi_1) A_e$. ϕ_1 obtenido a partir de registros de desplazamiento y ϕ_2 a partir de registros de aceleración, en ambos casos utilizando $A_{e, \text{exper.}}$. Se ha tomado $A_{d, \text{exp.}}$ = Flecha dinámica experimental, obtenida del Registro de desplazamiento.

Posición del vehículo	Vano 1	Vano 2	Vano 3	Vano 4
ϕ_1 (%)	12,8	15,0	85,2	135,7
ϕ_2 (%)	16,7	19,4	74,5	143,5
$A_{d, \text{exper.}}$	0,5032	0,8051	0,4528	0,1761
$A_{d,1}$	0,4718	0,7548	0,4247	0,1651
$A_{d,2}$	0,4882	0,7836	0,4001	0,1706
$\delta_{A_{d,1}}$ (%)	6,2	6,2	6,2	6,3
$\delta_{A_{d,2}}$ (%)	3,0	2,7	11,6	0,7

Teniendo en cuenta el conjunto de todas las pruebas, efectuadas a distinta velocidad de paso del vehículo, los errores cometidos en la valoración del estimador ϕ_2 obtenido a partir del método propuesto, respecto a ϕ_2 obtenido a partir de registros de desplazamiento en el mismo punto, se resumen en la Tabla 2, según la posición del vehículo en los distintos vanos.

Como puede verse los errores son muy pequeños. Debemos tener en cuenta, además, que el valor del C.A.D. no tiene, por sí mismo, ningún interés, ya que su objeto es el de cuantificar el incremento dinámico de la respuesta de un determinado puente, frente a las sobrecargas móviles. Es decir, desde un punto de vista práctico resulta más conveniente comparar los valores de A_d que se obtienen con la aplicación del método clásico y el propuesto con los obtenidos

en el análisis de los registros de desplazamiento, en una prueba concreta (SIN 20). Se han determinado los valores de A_d obtenidos con estos estimadores y el error relativo cometido en su determinación respecto $A_{d, \text{exper.}}$. Se observa que los valores de los estimadores ϕ_1 y ϕ_2 pueden diferir dada su distinta definición; sin embargo, nótese que ϕ_2 se comporta mejor para valorar A_d , dada su mayor estabilidad numérica (Véase Tabla 3).

En la Tabla 4 se muestran los resultados que se obtendrían en la valoración de $A_{d, \text{máx}}$ a partir de ϕ_1 y ϕ_2 , en todas las pruebas dinámicas realizadas en este viaducto, tal como se debería proceder en la fase de proyecto de una determinada estructura para valorar los esfuerzos máximos a partir de los estáticos. Será pues, $A_{d,i} = (1 + \phi_i) \cdot A_{e, \text{máx.}}$. Se reflejan los valores de los errores relativos en la valoración de la flecha dinámica $A_{d,i}$.

Tabla 4
Errores cometidos en la valoración de A_d .
Media y desviación estándar

- $A_{d,1} = (1 + \phi_1) A_{e, \text{máx}} \text{ exp.}$
- $A_{d,2} = (1 + \phi_2) A_{e, \text{máx}} \text{ exp.}$
- $A_{d,3} = (1 + \phi_2) A_{e, \text{máx}} \text{ teor.}$
- $\delta_{\Lambda_{d,i}}$ error relativo de la flecha $\Lambda_{d,i}$, respecto $A_{d, \text{exper}}$.
- $\sigma_{\Lambda_{d,i}}$ desviación estándar del error $\delta_{\Lambda_{d,i}}$.

Posición del vehículo	Vano 1	Vano 2	Vano 3	Vano 4
$\delta_{\Lambda_{d,1}}$ (%)	6,2	6,0	8,2	5,4
$\sigma_{\Lambda_{d,1}}$ (%)	0,05	0,35	2,71	3,66
$\delta_{\Lambda_{d,2}}$ (%)	6,4	6,2	5,5	3,4
$\sigma_{\Lambda_{d,2}}$ (%)	2,46	2,66	4,04	0,83
$\delta_{\Lambda_{d,3}}$ (%)	6,3	5,82	5,47	2,92
$\sigma_{\Lambda_{d,3}}$ (%)	3,08	2,36	3,52	2,85

respecto al valor de la flecha dinámica experimental, $\Lambda_{d, \text{exp}}$. Los valores de ϕ_1 y ϕ_2 adoptados han sido obtenidos a partir de:

— ϕ_1 a partir de registros experimentales de desplazamiento y A_e experimental.

— ϕ_2 a partir del análisis de registros de aceleración, valorado con A_e teórica y experimental.

Se constata, a la vista de dicha tabla, la validez de esta prueba del estimador ϕ_2 para valorar $A_{d, \text{máx}}$, utilizando tanto el valor experimental como el teórico de la flecha estática.

5.3. Ensayo dinámico sobre el paso superior del II Cinturón de Ronda sobre la Autopista A-2

En este puente, se desarrollaron dos ensayos dinámicos, siguiendo las directrices técnicas recogidas en (Casas y Aparicio, 1987).

5.3.1. Descripción de la estructura

El puente ensayado es una viga continua de hormigón pretensado, con apoyos rectos sobre pilas centrales, de tres vanos de luces, 39,0 + 49,1 + 39,0 m y con un esviaje en estribos de 41,84° (Figura 6).

La sección transversal es un cajón de canto constante, igual a 1,964 m.

5.3.2. Descripción de las pruebas dinámicas

Las pruebas dinámicas que se van a analizar en este trabajo, consistieron en pasadas con un vehículo pesado a distintas velocidades, cons-

tantes en cada pasada, en sentido lado montaña a lado mar. Las velocidades fueron de 10 a 80 Km/h, con escalones de 10 Km/h.

Las pruebas que se estudian en este trabajo, se realizaron con la trayectoria del vehículo centrado respecto a la sección transversal del tablero.

Se registraron aceleraciones y desplazamientos en distintos puntos del puente, con una frecuencia de muestreo de 200 Hz.

5.3.3. Instrumentación utilizada y medios de carga

Se utilizaron transductores de desplazamiento y aceleración. La posición esquemática de los instrumentos de medida se detalla en la Figura 6.

Los dos vehículos utilizados en la realización de las pruebas fueron de dos ejes. El peso total de cada vehículo fue de 144 kN y 147,2 kN, respectivamente.

En (Casas y Aparicio, 1989) puede encontrarse una descripción más detallada tanto de las pruebas efectuadas como de la instrumentación utilizada.

5.3.4. Determinación de las flechas estáticas

En la prueba cuyos resultados van a analizarse, no se realizó una determinación de la flecha estática. Esta ha sido determinada en cada vano a partir de los valores del C.A.D. obtenidos en el primer ensayo realizado sobre el mismo puente. El procedimiento utilizado para evaluar la flecha estática ha sido el de igualar el

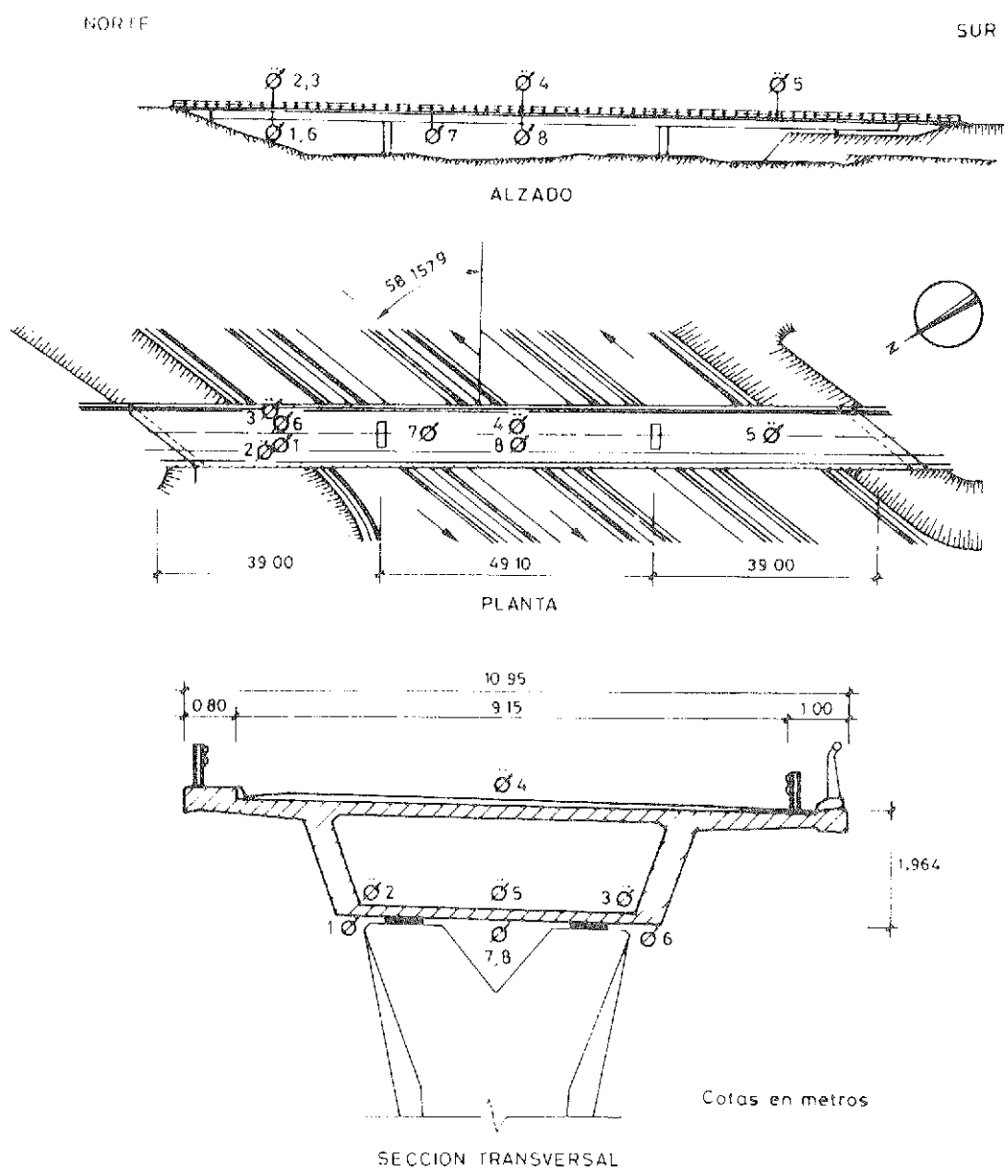


Fig. 6. Planta general, sección transversal e instrumentación utilizada.

C.A.D. que se obtuvo en la primera prueba dinámica con el del segundo ensayo, para el paso del vehículo a 10 Km/h.

Los valores de flecha adoptados se recogen en la Tabla 5. En la Figura 7 podemos ver los

valores obtenidos para ϕ_1 (método clásico) y ϕ_2 con registros de aceleración, para las distintas posiciones del vehículo en los distintos vanos. en función de la velocidad de paso. Debemos ser conscientes de que ϕ_1 puede ser diferente a

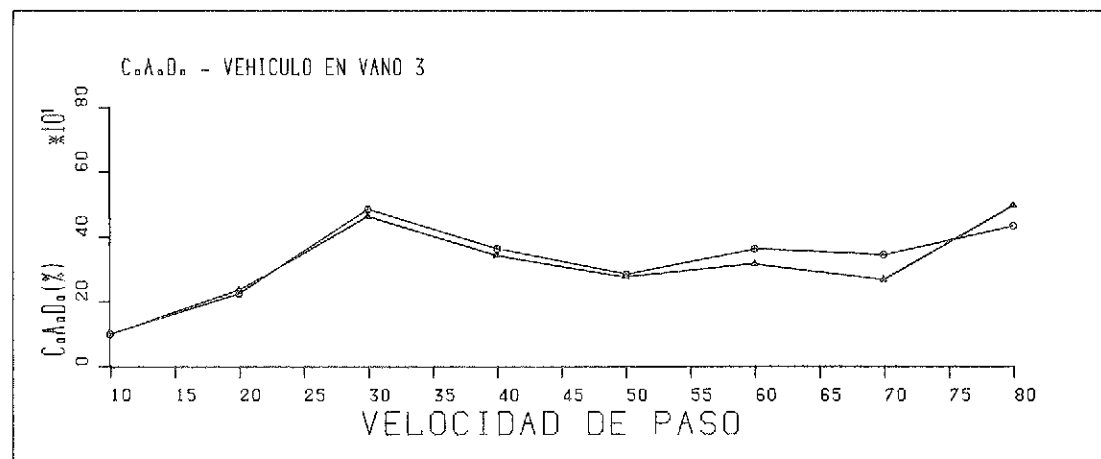
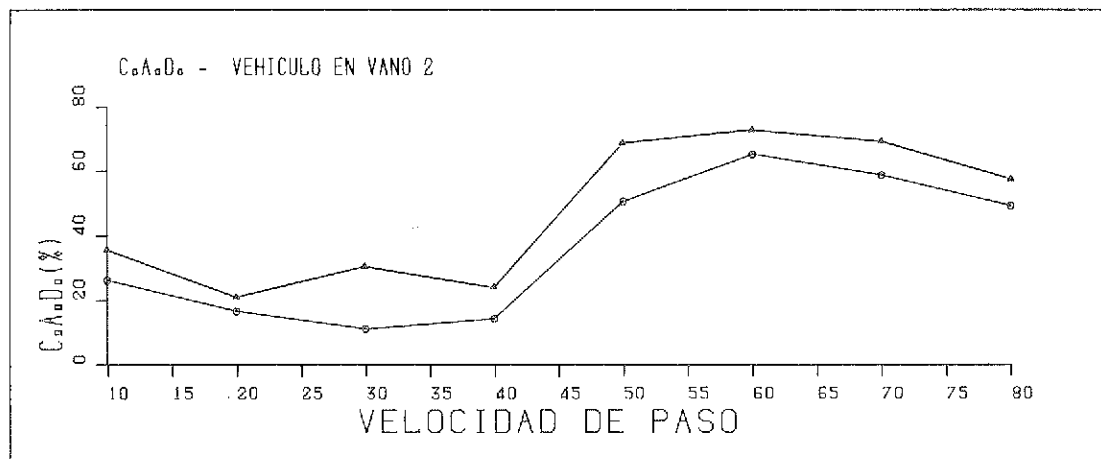
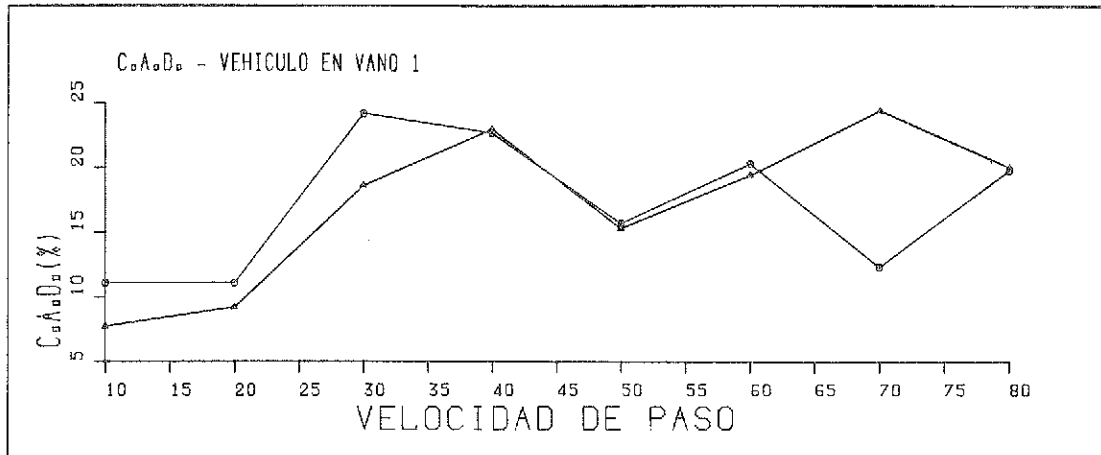


Fig. 7. Valores de ϕ_1 , (o) y ϕ_2 , (Δ), determinados a partir de registros experimentales de desplazamiento y aceleración, respectivamente, para las distintas posiciones del vehículo en los distintos vanos, en función de la velocidad.

ϕ_2 , por lo ya comentado en apartados anteriores sobre la sensibilidad de ϕ_1 frente a pequeñas variaciones en la flecha estática. Será preferible, en consecuencia, contrastar los valores de ϕ_2 obtenidos con las distintas alternativas.

5.3.5. Determinación del C.A.D.

Los resultados obtenidos en la aplicación de los distintos métodos y estimadores para la evaluación del C.A.D., a partir de los registros de

Tabla 5

Valores de flecha estática en el primer vano con los dos vehículos utilizados, para las distintas posiciones de éstos en los distintos vanos

Posición del vehículo	Vano 1	Vano 2	Vano 3
Vehículo 1	0,9381	0,4424	0,0695
Vehículo 2	0,7177	0,3385	0,0532

Tabla 6

Errores cometidos en la valoración del C.A.D.

— δ_{ϕ_2} error relativo de ϕ_2 del método propuesto respecto ϕ_2 obtenido del registro de desplazamiento;
 σ_{ϕ_2} desviación estándar del error relativo.

Posición del vehículo	Vano 1	Vano 2	Vano 3
δ_{ϕ_2} (%)	5,7	5,1	7,5
σ_{ϕ_2} (%)	4,4	4,0	4,9

Tabla 7

Errores cometidos en la evaluación de la flecha dinámica.

— $\delta_{A_{d,i}}$ error relativo de la flecha $A_{d,i}$, respecto $A_{d, \text{exper.}}$
 $\sigma_{A_{d,i}}$ desviación estándar del error $\delta_{A_{d,i}}$.

Posición del vehículo	Vano 1	Vano 2	Vano 3
$\delta_{A_{d,1}}$ (%)	$\approx 0,0$	$\approx 0,0$	$\approx 0,0$
$\delta_{A_{d,2}}$ (%)	1,4	6,8	6,9
$\sigma_{A_{d,2}}$ (%)	1,2	3,9	7,3
$\delta_{A_{d,3}}$ (%)	1,6	8,5	5,4
$\sigma_{A_{d,3}}$ (%)	1,7	4,8	4,0

los canales 1 y 2 en el primer vano, se recogen en (Sobrinó, 1990). Se determinaron de tres formas distintas:

1.—*Método clásico* a partir de registros de desplazamiento.

2.—*Método propuesto* a partir de registros de aceleración.

3.—*Método aproximado* a partir de registros de aceleración, según el proceso descrito en (Sobrinó, 1990).

En la Tabla 6 se reflejan los errores cometidos en la determinación de ϕ_2 a partir del análisis de registros de aceleración respecto al ϕ_2 "exacto" obtenido a partir de registros de desplazamiento.

5.3.6. Verificación de los resultados

Al igual que en 5.2 se ha procedido a la

determinación de A_d a partir de:

— $A_{d,1} = (1 + \phi_1) A_{e, \text{máx}}$, con ϕ_1 obtenido de registros de desplazamiento,

— $A_{d,2} = (1 + \phi_2) A_{e, \text{máx}}$, con ϕ_2 obtenido de registros de desplazamiento,

— $A_{d,3} = (1 + \phi_2) A_{e, \text{máx}}$, con ϕ_2 obtenido de registros de aceleración según el método propuesto,

y su comparación con los valores experimentales de A_d , obteniéndose los errores que aparecen en la Tabla 7.

A la vista de los resultados se puede concluir:

1.—La flecha estática ha sido determinada con gran precisión, a partir de dos pruebas distintas sobre el mismo puente, igualando los valores del C.A.D. para una velocidad de 10 Km/h. Ello da lugar a una valoración muy exacta de ϕ_1 y en consecuencia a que $\delta A_{d,1}$ sea próximo a cero en todas las pasadas.

2.—El método propuesto ha dado excelentes resultados, ya que los valores de $A_{d,2}$ y $A_{d,3}$ son muy parecidos. Las diferencias respecto a $A_{d,1}$ vienen determinadas por las distintas definiciones de ϕ_1 y ϕ_2 .

6. CONCLUSIONES

6.1. Conclusiones reativas al C.A.D.

1.—El Coeficiente de Amplificación Dinámica, en su definición clásica, $\phi_1 = \frac{A_{d, \text{máx}} - A_{e, \text{máx}}}{A_{e, \text{máx}}}$,

presenta una gran sensibilidad a los errores cometidos en la valoración de los parámetros de los que es función, ($A_{d, \text{máx}}$ y $A_{e, \text{máx}}$).

2.—Frente a la definición “clásica” del C.A.D., (ϕ_1), se propone una nueva definición del Coeficiente de Amplificación Dinámica, mucho más acorde con la realidad física del fenómeno de respuesta dinámica del tablero que intenta modelizar. Ello se debe a que cuantifica los valores del incremento dinámico en un instante de tiempo, frente a un valor de referencia, (la flecha estática máxima). La propuesta es:

$$\phi_2 = \frac{A_d(t_1) - A_e(t_1)}{A_e(t_2)}$$

donde:

$$A_d(t_1) = A_{d, \text{máx}} \text{ y } A_e(t_2) = A_{e, \text{máx}}.$$

3.— ϕ_2 es un valor numérico muy estable frente a pequeñas variaciones de $A_{e, \text{máx}}$.

4.— ϕ_1 permite una determinación exacta de la flecha dinámica máxima, A_d , si está evaluado con precisión, lo que requiere una valoración muy precisa de la flecha estática.

5.— ϕ_2 permite una excelente evaluación de la máxima respuesta dinámica, si $t_1 \approx t_2$; en caso contrario siempre podemos hacer la corrección necesaria para determinar ϕ_1 a partir de ϕ_2 , como:

$$\phi_1 = \phi_2 \frac{A_e(t_2) - A_e(t_1)}{A_e(t_2)}$$

Ello requiere un conocimiento de la posición del vehículo durante la prueba. Esta corrección evita determinar ϕ_1 a partir de su definición, muy sensible a pequeños errores cometidos en la determinación de A_e . En este trabajo no se ha precisado esta corrección, y en la gran mayoría de los casos se dará la misma situación, dados los órdenes de magnitud de las flechas y del C.A.D.

6.2. Conclusiones relativas al método propuesto

6.2.1. De carácter teórico

1.—Una integración directa, sin más, del

registro experimental de aceleración, no conduce a ningún resultado satisfactorio. Para poder obtener registros correctos de la componente aleatoria del desplazamiento es necesario un procesado y tratamiento numérico de la señal experimental, (Sobrino, 1990).

2.—Se ha comprobado nuevamente que la respuesta dinámica $A_d(t)$ es suma de una componente determinista, que a efectos prácticos coincide con la respuesta estática $A_e(t)$, y de una componente aleatoria, $\alpha(t)$. (Casas, 1988).

3.—En los registros experimentales de aceleración sólo se recogen las pulsaciones asociadas a la componente aleatoria de la respuesta dinámica, $\alpha(t)$; el resto de pulsaciones registradas van asociadas fundamentalmente a “ruidos”. Ello se debe a las características técnicas de los acelerómetros.

4.—Es posible la evaluación del C.A.D., ϕ_2 , a partir del procesado de registros de aceleración y una determinación teórica o experimental de la flecha estática máxima. En la verificación experimental que se ha llevado a cabo, los errores cometidos mediante la utilización de registros de aceleración han sido sólo de un 5,12% en el primer ensayo y 5,16% en el segundo, en la determinación de A_d .

5.—Una pequeña variación en la determinación de la flecha estática no nos afectará en gran medida en la evaluación de ϕ_2 .

6.—La determinación de ϕ_1 a partir del procesado de registros de aceleración, implicaría la determinación de A_d como $A_d = \alpha(t) + A_e(t)$, lo que dificultaría el proceso y los errores numéricos cometidos desvirtuarían el resultado.

7.—El método aproximado de integración se ha utilizado con éxito para el control del proceso numérico empleado en el tratamiento de los registros experimentales de aceleración. Los valores de α que se han obtenido con él se pueden emplear perfectamente en la valoración del C.A.D., (Sobrino, 1990).

6.2.2. De carácter experimental

1.—El método propuesto para la obtención de ϕ_2 , ha sido utilizado con eficacia en los ensayos dinámicos, al tener predeterminado el valor del tiempo t_1 , tiempo en que A_d es máximo, al disponer de registros de desplazamiento en las mismas pruebas. Una obtención de este tiempo t_1 en el caso de disponer tan sólo de registros de aceleración, requiere un conocimiento preciso de la posición del vehículo en cada instante de tiempo durante la prueba.

2.—En caso de no conocer la posición del vehículo en el tiempo, se puede estimar el C.A.D. a partir de ϕ_2 , adoptando la hipótesis de que los tiempos t_1 , t_2 y t_3 son iguales. En los ensayos realizados, esta hipótesis se ha verificado en un 81% de las pruebas del viaducto de

Alfonso X y un 75% en las pruebas sobre el paso superior de la autopista A-2.

3.—Se requiere un especial cuidado en la obtención del registro de aceleración en las pruebas dinámicas, para precisar un mínimo número de filtrados en la eliminación de la componente asociada a ruidos, aunque el filtro de alta frecuencia ha dado un eficaz resultado. Una mayor "calidad" de los registros en los ensayos del paso superior sobre la autopista A-2 ha evidenciado una mejor resolución del proceso numérico.

7. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo de investigación ha sido posible gracias a la financiación del Servicio de Puentes y Estructuras de la Dirección General de Carreteras del M.O.P.U., mediante convenio TC-588 con la Universidad Politécnica de Catalunya.

REFERENCIAS

1. Aparicio A.C. y Casas J.R., 1987. *Resultados y conclusiones de las pruebas efectuadas en el paso superior de Alfonso X, en el Cinturón de Ronda de Barcelona; una fuente de enseñanza*. Hormigón y Acero, N.º 162, pp. 33-141.
2. Cantieni R., 1983. *Dynamic load test on highway bridges in Switzerland*. E.M.P.A. report 211.
3. Casas J.R., 1988. *El estudio de la respuesta dinámica como método de inspección y control de tableros de puentes de hormigón armado y pretensado*. Tesis doctoral E.T.S.I.C.C.P. de Barcelona. Universidad Politécnica de Catalunya.
4. Casas J.R. y Aparicio A.C., 1987. *Proyecto de pruebas experimentales en el paso superior de la Autopista A-2 para la determinación de sus parámetros dinámicos por métodos no convencionales*. Dirección General de Carreteras. Universidad Politécnica de Catalunya.
5. Casas J.R. y Aparicio A.C., 1989. *Estudio sobre la determinación de parámetros dinámicos en puentes por métodos no convencionales*. Dirección General de Carreteras. Universidad Politécnica de Catalunya.
6. Honda et all., 1986. *Dynamic factor of Highway steel girder bridges*. IABSE Proceedings, P-98/86, pp. 57-75, may 1986.
7. MOPU, 1988. *Coefficiente de impacto en puentes de carretera. Ensayo dinámico normalizado para su determinación*. Servicio de puentes y estructuras del área de tecnología del M.O.P.U.
8. Sobrino, 1990. *Determinación del Coeficiente de Amplificación Dinámica en puentes de carretera a partir de registros experimentales de aceleración*. Tesina de Especialidad E.T.S.I.C.C.P. de Barcelona. Universidad Politécnica de Catalunya.
9. Virlogeux et all., 1988. *Projet et construction du Pont de Seyssel*. Revista Travaux, octubre 1988.

RESUMEN

En este artículo se presenta un método alternativo para la determinación del Coeficiente de Amplificación Dinámica, C.A.D., en puentes, a partir del análisis de registros de aceleración obtenidos en Ensayos Dinámicos al paso de un vehículo y de una determinación experimental o teórica de la flecha estática. Se consigue con ello una notable simplificación del Ensayo Clásico, basado en la obtención de registros de desplazamiento. Se muestran, asimismo, una serie de consideraciones teóricas acerca del Coeficiente de Amplificación, que han conducido a una nueva propuesta en su definición.

El método elaborado ha sido contrastado, con éxito, en ensayos dinámicos realizados en dos viaductos. En ellos se evidencia la problemática planteada en la determinación del C.A.D. por el método clásico y cómo puede resolverse gracias al propuesto en este artículo.

SUMMARY

This article presents an alternative method for the evaluation of the Dynamic Increment in bridges through the analysis of the experimental acceleration records derived from dynamic tests, with vehicle passages over the bridge, and combined with an experimental or theoretical static deflection evaluation. In this way, an important load test simplification is obtained versus classical test, based on displacement measurement. In addition, the paper deals with a serie of theoretical considerations about Dynamic Increment, leading to a new proposed definition.

The alternative method has been successfully contrasted, in dynamic tests performed in two different viaducts. The results clearly show the previously explained problematic in the Dynamic Increment evaluation by the classical method and how to solve it with the new proposed.

Análisis experimental de dos sistemas de refuerzo en vigas de hormigón armado solicitadas a flexión

I. Sirvent Casanova
Aparejador

M. Juan de la Cruz,
Ingeniero Industrial

Instituto Técnico de la Construcción, S. A.

A. Parres García
Dr. Arquitecto

M. Ayús y Rubio
Arquitecto

1. INTRODUCCION

Resulta del todo infrecuente que las características resistentes reales de los materiales que constituyen las piezas de un entramado estructural, coincidan con las especificadas en el proyecto de ejecución. Lo normal es que se produzcan variaciones resistentes que, en determinados casos y circunstancias, podrían llegar a condicionar la seguridad y estabilidad de una determinada pieza, zona, o, incluso, de la totalidad del entramado.

Otras circunstancias que inciden negativamente respecto a las previsiones de proyecto, aún no presentándose con la misma frecuencia, suelen ser relativamente habituales. Nos referimos a las variaciones dimensionales de las piezas (variación del canto o ancho, cambios de diámetros en las armaduras), a las variaciones en la calidad de los materiales (utilización de un acero AEH-400 en lugar de AEH-500) y a errores de proyecto o ejecución.

Finalmente, existen otros casos que, asimismo, producen alteraciones en relación con las condiciones previstas de explotación. Nos referimos a, cambios de uso, obras de rehabilitación u otros.

Estas o cualesquiera otras de las circunstancias expuestas obligaría, al proyectista o director de una obra, a plantearse la posibilidad de mejorar las condiciones resistentes de una determinada pieza, o conjunto de piezas, a partir de actuaciones de refuerzo, hasta conseguir su adecuación respecto a las situaciones de utilización previstas.

La decisión de una actuación de refuerzo vendrá necesariamente precedida de un análisis exhaustivo y singular de las piezas que conforman la estruc-

tura. Dicho análisis, proporcionará los datos necesarios para cuantificar la posible baja de seguridad y, en definitiva, la decisión de aceptación, tras haberse comprobado que en ningún momento se han sobrepasado ninguno de los estados límites de la pieza, o piezas, en situación de servicio. En su defecto, la estructura, o parte de ella, será necesario reforzarla.

En cualquier caso, el análisis al que aludíamos, siempre será necesario pues, al margen de que nos ayudará a tomar decisiones no equivocadas, lo utilizaremos para elegir un sistema de refuerzo que sea compatible con las características mecánicas de la pieza que hay reforzar (*).

2. OBJETO DE LA INVESTIGACION

El trabajo que presentamos tiene por objeto exponer los resultados obtenidos, en una serie de ensayos experimentales, de forma que proporcionen datos precisos en relación con el comportamiento más adecuado de *dos modalidades de refuerzo* en una viga, de hormigón armado, *solicitada fundamentalmente a flexión*.

Pretendemos, con ello, proporcionar otras alternativas de actuación, de forma que, el proyectista

(*) No debemos olvidar dos aspectos fundamentales que podrían condicionar una actuación de refuerzo. Uno sería que, la elección de determinados sistemas, exigiría una capacidad resistente concreta en la pieza que se va a reforzar. El otro, correspondería a las condiciones de durabilidad de la pieza.

o director de una obra, disponga de una más amplia gama de opciones en relación con la adopción del sistema de refuerzo que, para cada caso concreto, resulte más adecuado.

Será igualmente objeto del presente trabajo, el poder contrastar, a partir de los resultados de los ensayos, la adecuación de los sistemas de refuerzo propuestos, respecto a la capacidad de alcanzar una situación límite última similar a la que correspondería a la pieza original, en el supuesto de que, esta última, se hubiese ejecutado exactamente con unos materiales de idénticas características mecánicas a las especificadas en proyecto.

3. DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS DE REFUERZO

El presente trabajo de investigación tratará sobre dos sistemas de refuerzo de vigas, para dos situaciones patológicas distintas, ocasionadas por *bajas de resistencia* en los materiales constituyentes de la pieza, *hormigón y acero*. Será desarrollado a partir de los resultados obtenidos en los ensayos a rotura llevados a cabo sobre una serie de piezas que, a tales efectos, fueron fabricadas en laboratorio y de cuya descripción a continuación nos ocupamos.

El primero de ello, al que denominamos *sistema de refuerzo tipo I*, suponemos que ha estado motivado por una *baja de resistencia en el hormigón*. Fundamentalmente, consistirá en la sustitución de parte del hormigón defectuoso, concretamente el que corresponde al bloque de compresiones, por otro de calidad igual o superior a la que inicialmente se había previsto.

Para la realización del estudio se fabricaron dos vigas exactamente iguales. La única diferencia entre ambas consistió en que en una de ellas se efectuó el vaciado de la zona donde posteriormente se alojaría el hormigón de restitución, mediante picado con martillo eléctrico (foto n.º 2). Por su parte, la otra, fué fabricada encofrándose dicha zona, de forma que quedase vacía tras el hormigonado de la pieza original (foto n.º 1).

Tales diferencias en el sistema de fabricación se establecieron para comprobar las posibles desviaciones, en relación al comportamiento de las piezas, entre un hormigón picado mecánicamente, muy probablemente microfisurado, respecto a otro que no había sufrido deterioro alguno.

Conviene añadir que, en ninguno de los dos casos, se tomaron precauciones adicionales en cuanto al tratamiento de la superficie de contacto de los dos hormigones. Tan sólo se procedió a una esmerada limpieza con chorro de agua, quedando las superficies con la rugosidad natural que cada sistema de ejecución conlleva.

La determinación de la longitud y altura del cajado, donde posteriormente se alojaría el hormigón de restitución, se efectuaron a partir de las consideraciones que a continuación se indican:

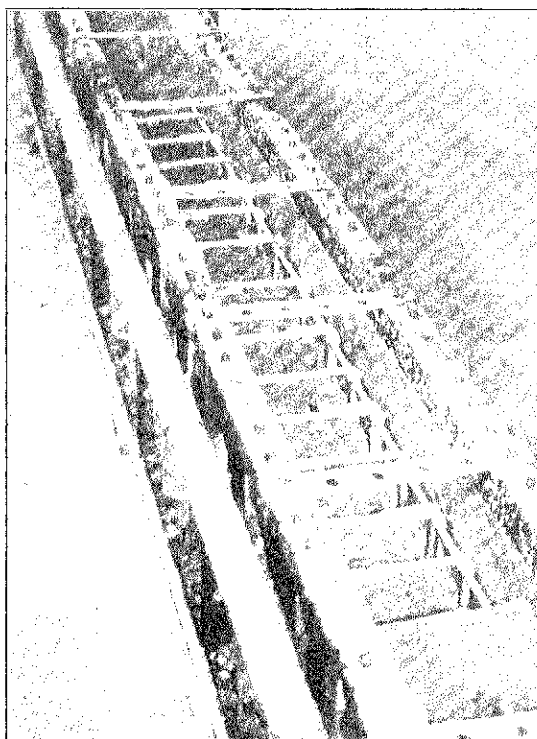


Foto 1. Cajado previo

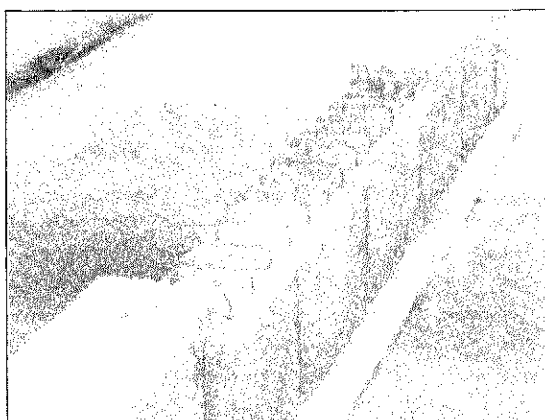


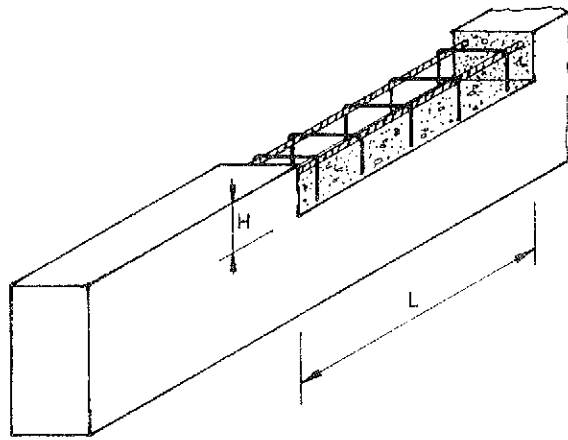
Foto 2. Cajado posterior.

a) Para la estimación de la *longitud -L-*, se calculó el punto de momento máximo que el hormigón defectuoso era capaz de absorber.

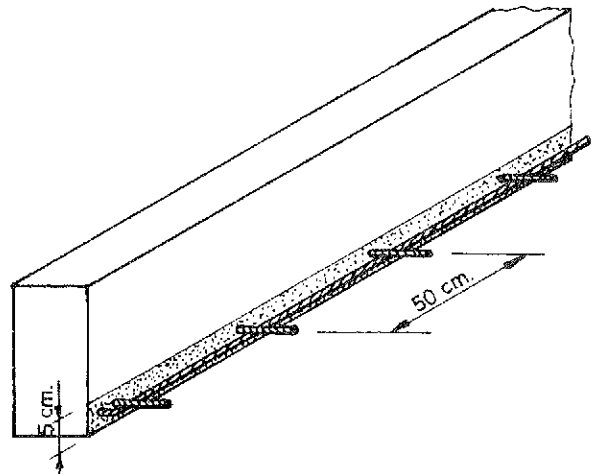
b) Por su parte, la *altura -H-* se obtuvo mediante determinación de la profundidad del eje neutro, en el estado límite último de agotamiento, suponiendo que el hormigón de toda la pieza se correspondía con el de restitución (*).

En la figura 1, se representa cada uno de los sistemas de refuerzo propuestos.

(*) En el apartado 6, correspondiente a características y diseño de piezas para ensayo, se exponen las citadas determinaciones.



REFUERZO TIPO I.



REFUERZO TIPO II.

Fig. 1

El denominado *sistema de refuerzo tipo II*, que corresponde al segundo de los sistemas estudiados, consiste en la disposición de armaduras suplementarias en una viga que, como consecuencia de una *baja de resistencia en el acero* o por un error de ejecución, ha visto mermada la capacidad resistente prevista en proyecto. Se ha supuesto que, por condicionantes de tipo estético o funcional, no resultaba posible aumentar el canto de la pieza, lo que hacía descartar la adopción de sistemas como el desarrollado por J. L. Ramírez y J. M. Bárcena (*), o similares.

Para este segundo sistema, el trabajo de investigación ha sido desarrollado a partir de la fabricación, y posterior ensayo a rotura, de tres vigas idénticas, en las que se dispuso la armadura suplementaria en los laterales de la viga original, atada a unos pernos que, colocados a unos 50 cm de distancia, simulaban las armaduras del forjado (figura 1).

La única variación en el sistema de ejecución de las tres vigas, consistió en el tratamiento de la superficie de contacto entre hormigón fresco y endurecido y en el anclaje de las armaduras suplementarias.

En la primera de ellas, la superficie de contacto era totalmente *lisa* y la armadura dispuesta *flotante* (foto n.º 3).

En la segunda, se procedió a un *abujardado con martellina* en la superficie de contacto, anclando las armaduras suplementarias, con *patilla recta* en los laterales de la viga original (foto n.º 4).

El sistema de ejecución de la tercera fue exactamente igual al de la segunda, con la única diferencia de que, previamente al vertido del hormigón de restitución, se aplicó un *adhesivo epoxi* sobre la superficie abujardada (foto n.º 5).

(*) Sistema de refuerzo mediante recrecido de hormigón armado en laterales y fondo de una viga.

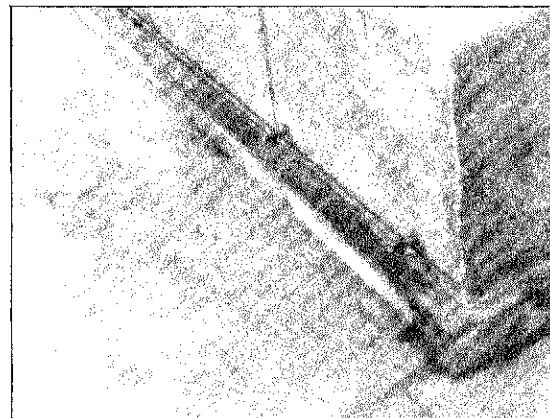


Foto 3. Superficie lisa.



Foto 4. Superficie abujardada.

En el sentido de sancionar ambos procedimientos de refuerzo, recayentes en una misma pieza, se fabricó y ensayó a rotura una nueva viga en la que supusimos se habían producido *bajas de resistencia* en el hormigón y en el acero, de forma *simultánea*.

nea. Para ello, se sustituyó el hormigón de la zona de máximas compresiones, en el centro del vano, por otro de resistencia igual, o similar a la prevista, de acuerdo con el sistema de refuerzo tipo I. Posteriormente se añadieron las armaduras necesarias para restituir la capacidad mecánica inicial en zona de tracción, de acuerdo con el sistema tipo II (foto n.º 6).

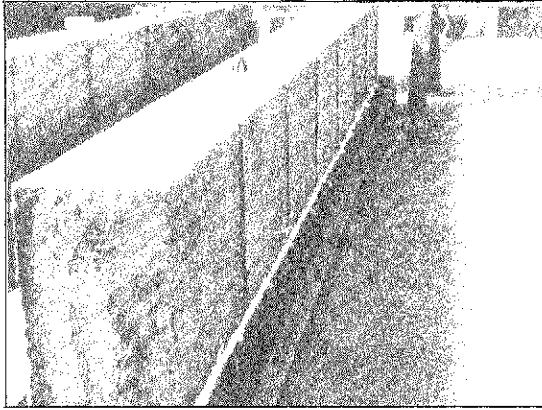


Foto 5. Superficie abujardada y resina.

Sobre la restitución de la capacidad resistente del bloque de compresiones, en la zona de apoyo, nos ocuparemos en el apartado 6.3.

4. METODO DE CALCULO

Para el dimensionado de piezas para ensayo, nos hemos basado en el método de cálculo en agotamiento, con diagrama parábola rectángulo, recomendado por el C.E.B. (Comité Eurointernacional del Hormigón), y la F.I.P. (Federación Internacional del Pretensado).

En lo que sigue trabajaremos con los valores de resistencias nominales de los materiales, es decir, los obtenidos a partir de ensayos a rotura sobre probetas normalizadas. Consideraremos, por tanto; $f_{ck} \cong f_c$.

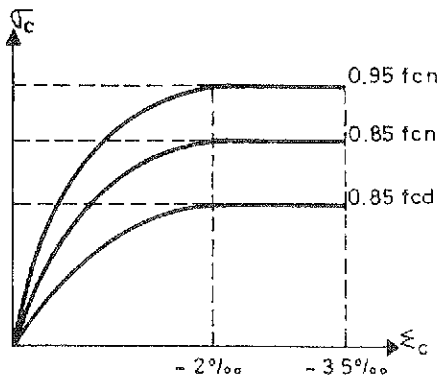


Diagrama del hormigón.

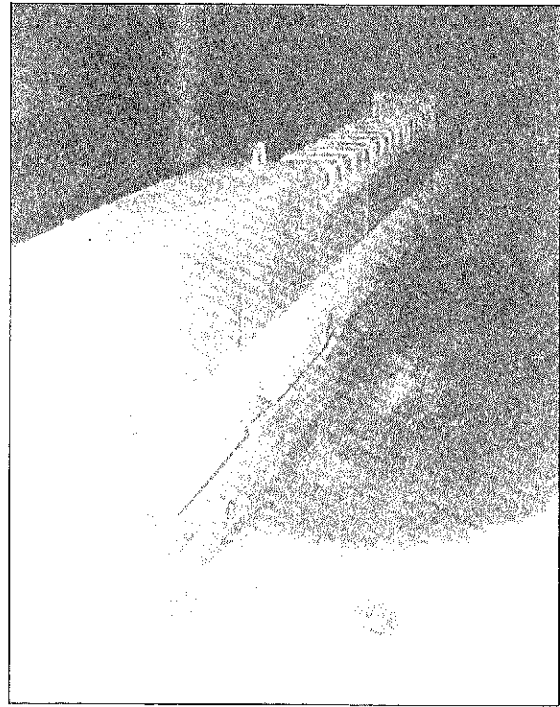


Foto 6. Sistema combinado TIPOS I y II.

En la figura 2, se representan los diagramas tensión-deformación, considerados en los cálculos, para cada uno de los materiales constituyentes de las piezas, hormigón y acero.

5. METODOLOGIA EXPERIMENTAL Y PLAN DE ENSAYOS

Para el trabajo de investigación que presentamos, se fabricaron y ensayaron a rotura dos grupos de vigas, de idénticas características geométricas (3,60 m de longitud y $20 \times 40 \text{ cm}^2$ de sección), uno para cada sistema de refuerzo. Adicionalmente, se fabricó y ensayó un tercer grupo, de igual sección y 1 m más de longitud, que correspondía a un voladizo, de forma que pudieran sancionarse ambos sistemas de refuerzo en una misma viga.

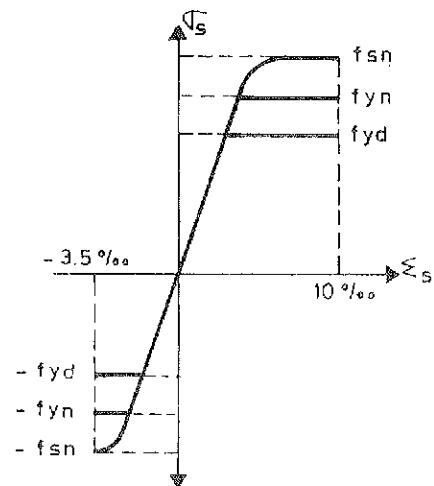


Diagrama del acero.

Fig. 2

Cada uno de estos grupos se componía, a su vez, de tres vigas. Una de ellas se refería a la *viga patrón*, cuyas características geométricas y resistentes se supone coincidían con las especificadas. Una segunda, exactamente igual a la viga patrón, en la que se había alterado alguna de las *condiciones resistentes* de los materiales, hormigón y acero. Por último, la tercera, inicialmente fabricada como la segunda y sobre la que posteriormente se habían llevado a cabo cualquiera de las *actuaciones de mejoramiento* que ya han sido indicadas.

De esta forma se podía comprobar, por una parte, la pérdida de seguridad como consecuencia de las variaciones resistentes y, por otra, la ganancia o, en su caso, la restitución total respecto a la capacidad resistente de la viga patrón.

5.1. Marco de Ensayos

Para la realización de las pruebas experimentales se utilizó un marco de ensayos compuesto fundamentalmente por los siguientes elementos (foto n.º 7):

- Dos actuadores de fuerza, carga-descarga, de 25 t y 50 t, de máxima capacidad de carga, alimentados por una fuente hidráulica.
- Dos módulos electrónicos de medida, con lectura digital y control por carga.
- Dos puentes de reacción compuestos por, dos pilares de acero roscado, 2IPN-45, y las correspondientes guías de desplazamiento y anclaje.
- Aparatos de medida, flexímetros, extensómetros mecánicos, deformómetros, etc.
- Un sistema de transmisión de esfuerzos y apoyo de piezas, a base de rótulas de acero, de forma que, en uno de sus extremos tuviese libertad de giro y, en el opuesto, de giro y desplazamiento.

En las figuras 3 y 4, correspondientes a vigas biapoyadas y viga ménsula, se representa un esquema del marco de ensayos, en el que se indican, distancias entre apoyos, posición de las cargas, situación de los aparatos de medida —bases extensométricas



Foto 7. Marco de ensayos.

y flexímetros—, y disposición de rótulas de transmisión de esfuerzos y apoyo de piezas.

5.2. Control de Materiales

Sobre todos y cada uno de los materiales que constituían las distintas piezas fabricadas, se realizaron *ensayos de control e información*, consistentes en la determinación de la tensión de rotura del hormigón y las correspondientes al límite elástico y rotura del acero. Las condiciones de ensayo, realizado sobre *probetas normalizadas* (conservación, temperatura, etc.), coincidieron, en todo momento, con las correspondientes a las piezas fabricadas.

De esta forma se pretendía asimilar los resultados obtenidos en los ensayos, para cada uno de los grupos de vigas fabricadas.

5.3. Escalones de Carga

Los ensayos a rotura, de cada una de las vigas ensayadas, se efectuaron mediante aumento progresivo de la carga, proporcionada por los actuadores de fuerza, a una velocidad de 5 kp/seg.

En el transcurso de los ensayos se realizaron diversas interrupciones en el aumento de carga, para efectuar una serie de determinaciones que, más adelante, se indicarán. Estas interrupciones, se correspondieron con los escalones, o estadios de carga, previamente establecidos y que a continuación se indican:

— *Escalón de servicio*, considerado como aquel que bajo las sollicitaciones mayoradas, o de cálculo, y en el supuesto de que los materiales que constituyen las piezas, hormigón y acero, tuviesen como resistencias reales las minoradas, o de cálculo, no se superaría el estado límite último de agotamiento por flexión.

— *Escalón de Cálculo*, correspondiente a la sollicitación que ha proporcionado el escalón de servicio, corregida por el coeficiente de mayoración de acciones para el que, por haber efectuado ensayos de control intenso, hemos adoptado, $\gamma_f = 1,5$.

— *Escalón de Rotura Nominal*, correspondiente a la sollicitación que produciría el agotamiento de la pieza, considerando como resistencias de los materiales las características o nominales, afectando a la capacidad mecánica del hormigón con el factor de corrección 0,85 (*).

$$U_c = 0,85 \times b \times d \times f_c (**)$$

(*) El factor de corrección 0,85, más que a un coeficiente de minoración, se refiere al fenómeno de cansancio, y a un ajuste entre la resistencia del hormigón de la pieza y la que corresponde a probetas normalizadas.

(**) f_c = tensión de rotura nominal, obtenida a partir de los resultados medios de los ensayos a compresión, efectuados sobre probetas normalizadas.

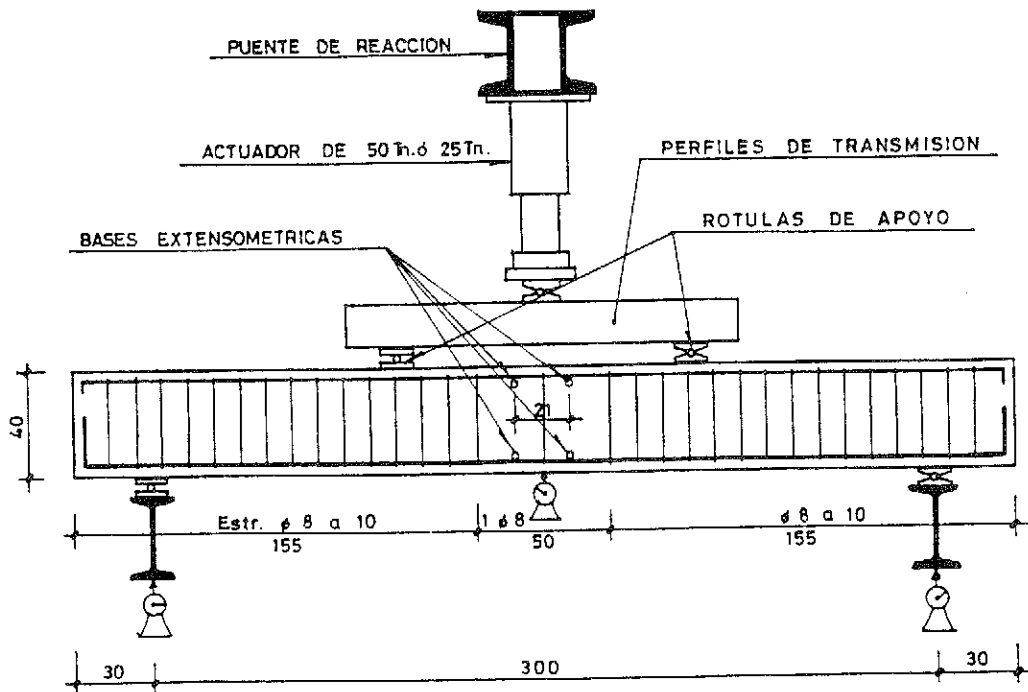


Fig. 3

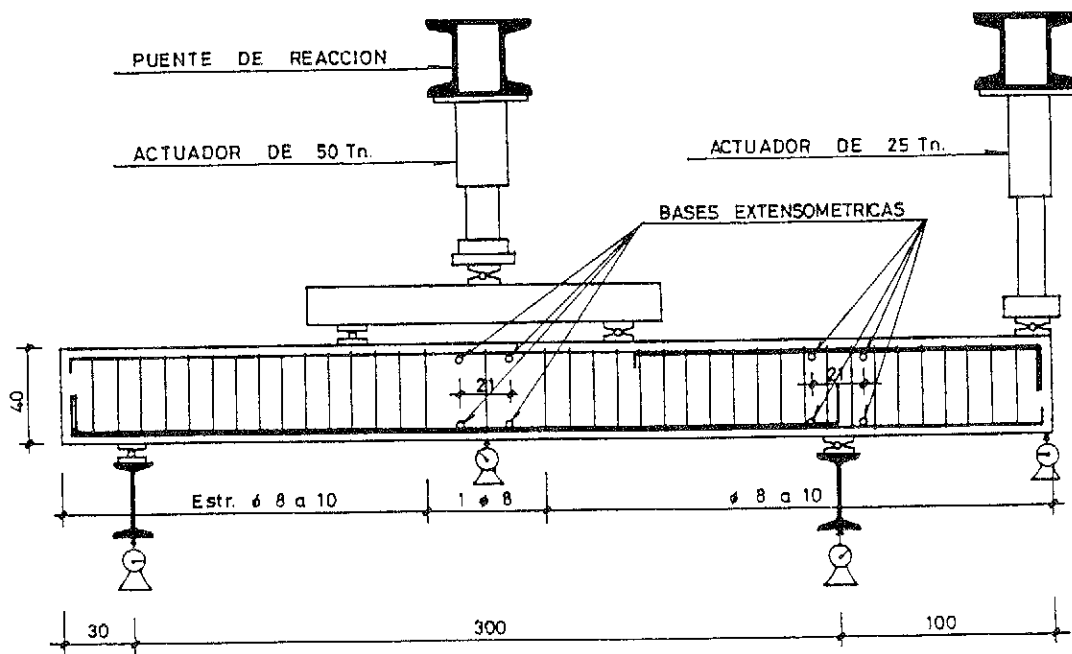


Fig. 4

En las figuras 3 y 4, correspondientes a vigas biapoyadas y viga ménsula, se representa un esquema del marco de ensayos, en el que se indican, distancias entre apoyos, puntos de aplicación de las cargas, situación de los aparatos de medida —bases extensométricas y flexímetros—, y disposición de rótulas de transmisión de esfuerzos y apoyo de piezas.

— *Escalón de rotura prevista*, en el que, por tratarse de ensayos con cargas de corta duración, se ha aplicado el coeficiente 0,95 en lugar de 0,85, pa-

ra el cálculo de la capacidad mecánica.

$$U_c = 0,95 \times b \times d \times f_c$$

5.4. Determinaciones Efectuadas

En el transcurso de los ensayos, y una vez alcanzados los escalones de carga establecidos, se mantuvo la carga el tiempo necesario para efectuar las determinaciones que a continuación se indican:

REFUERZO TIPO I

Desig. vigas	Acero		Hormigón	
	f_{yn} Kp/cm ² (*)	f_{sn}	$f_{c,o}$ Kp/cm ² (**)	$f_{c,r}$
V.3	5542	6393	269	—
V.2	5605	6447	102	—
V.7	5542	6393	109	263
V.9	6502	7116	132	242

REFUERZO TIPO II

Desig. vigas	Acero		Hormigón	
	f_{yn} Kp/cm ²	f_{sn}	$f_{c,o}$ Kp/cm ²	$f_{c,r}$
V.4	5971	7169	269	—
V.4R	5971	7169	266	257
V.4R.III	5971	7169	299	259
V.4R.II	5971	7169	286	265

REFUERZO TIPO III

Desig. vigas	Acero		Hormigón	
	f_{yn} Kp/cm ²	f_{sn}	$f_{c,o}$ Kp/cm ²	$f_{c,r}$
V.7M	5150	6501	295	—
V.7M.I	5414	6692	132	—
V.7M.II	5892	6882	131	317

— Descenso vertical en el centro de la viga, proporcionado por un flexímetro con apreciación de la centésima de milímetro (**).

— Descensos verticales, bajo caballetes de apoyo, para corregir el valor de la flecha máxima en el centro de la viga.

— Número, longitud y amplitud de fisuras, mediante utilización de un fisurómetro con apreciación de la décima de milímetro.

— Medición de acortamientos y alargamientos en zonas de compresiones y tracciones máximas, efectuada con empleo de un deformómetro mecánico, con apreciación de la milésima de milímetro.

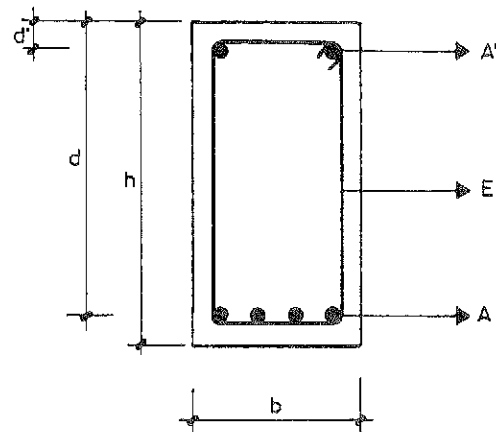
— Carga, en kp, en cada uno de los escalones establecidos, proporcionada por los actuadores de fuerza y los correspondientes módulos de medida digital.

6. CARACTERÍSTICAS DE LAS PIEZAS PARA ENSAYO

En general, todas las vigas ensayadas coincidían en sus dimensiones geométricas (20 × 40 cm² de sección y 3,60 m de longitud), y condiciones de armado (2 ϕ , en zonas de compresión y 4 ϕ , en zonas de tracción). Tan sólo presentaban alteraciones, en sus condiciones resistentes y en la cantidad y calidad de las armaduras de tracción dispuestas.

En la figura 5, se representa un croquis de la sección de las piezas, en el que se indican las características dimensionales, exponiéndose en los apartados siguientes, y por separado para cada sistema de refuerzo, las correspondientes a sus condiciones mecánicas.

Conviene añadir que, tanto la disposición de las cargas, como el diseño de armaduras transversales, se realizaron para que la rotura de las piezas se produjera por flexión pura y no por solicitaciones cortantes que podrían desvirtuar los resultados obtenidos.



$b = 20$ cm. (Ancho).

$h = 40$ cm. (Canto total).

$d = 37,5$ cm. (Canto útil).

$d' = 2,5$ cm. (Recubrimiento).

A = (Armadura de tracción).

A' = (Armadura de compresión).

E = ϕ 8 a 10 cm. (Cercos cerrados).

Fig. 5

(*) f_{yn} y f_{sn} : se refieren a las tensiones nominales en el límite elástico y rotura, respectivamente.

(**) $f_{c,o}$ y $f_{c,r}$: tensiones nominales del hormigón original y de restitución, respectivamente.

(***) Adicionalmente, se dispusieron otros flexímetros, bajo los apoyos, para corregir los descensos totales en centro de vano. En el caso de la viga ménsula, se dispuso un nuevo flexímetro, en punta de voladizo, para comprobar su descenso máximo.

6.1. Sistema de refuerzo tipo I

Recordemos que este sistema de refuerzo se propone para aquellas vigas que han experimentado una baja de resistencia en el hormigón.

Indicábamos en el apartado 3 que, fundamentalmente, consiste en la sustitución del hormigón correspondiente a la zona de máximas compresiones, por otro de resistencia similar a la especificada.

Para el desarrollo del estudio y comprobación de su eficacia, se fabricaron cuatro vigas exactamente iguales, en lo que a sus características dimensionales se refiere, con una serie de variaciones que a continuación se indican:

— *V.3 (Viga Patrón)*, cuyas condiciones resistentes se supone coincidían con las especificadas. Se fabricó para comprobar, por comparación con los resultados de los ensayos experimentales, el nivel de ganancia de la viga reforzada.

— *V.2 (Viga Defectuosa)*, fabricada con un hormigón de resistencia considerablemente inferior al de la viga patrón.

— *V.7 (Refuerzo I)*, de características dimensionales y resistentes idénticas a la V.2, sustituyendo con hormigón adecuado, mediante *vaciado* previo de la zona durante el proceso de fabricación, parte del hormigón defectuoso.

— *V.9 (Refuerzo II)*, fabricada exactamente igual que la V.7, aunque eliminando parte del hormigón defectuoso mediante utilización de medios mecánicos (martillo eléctrico).

Las medidas de la zona de restitución han sido calculadas a partir de la determinación de la profundidad del eje neutro, en el estado límite último de agotamiento, considerando un hormigón de resistencia igual a la de la zona restituida, para la altura H , y a partir del cálculo de la sección capaz de absorber el máximo momento último, considerando que el hormigón de la pieza corresponde al de menor resistencia, para la determinación de la longitud L .

A continuación se exponen las citadas determinaciones, realizadas de acuerdo con el esquema de cargas de la figura 6.

Altura H

$$f_{c,r} = 263 \text{ kp/cm}^2$$

$$U_{c,r} = \frac{0,95}{0,85} \times b \times d \times f_{c,o} = 220,45 \text{ t.}$$

$$U_s = 24,84 \text{ t. } < > (4 \phi 12)$$

$$w_r = \frac{U_s}{U_{c,r}} = 0,1127$$

$$\frac{x}{d} = 0,1869$$

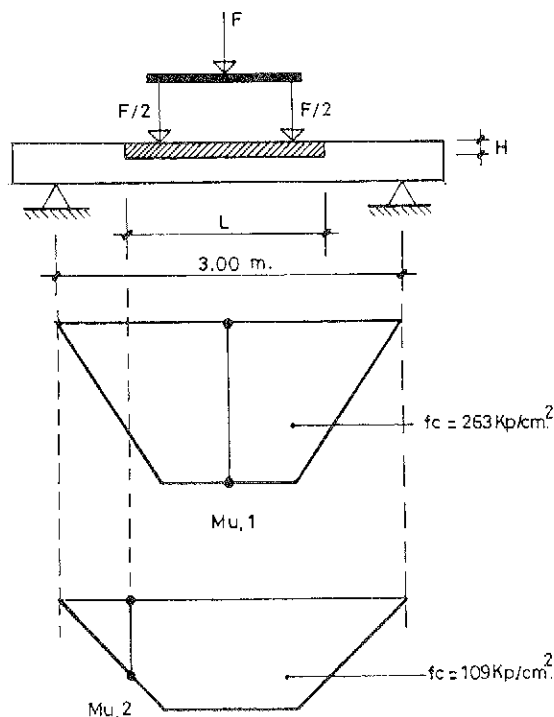


Fig. 6

$$x = 0,1869 \times d = 0,07 \text{ m.}$$

$$H = 7 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} Mu,1 &= \mu \times U_{c,r} \times d = 0,1045 \times 220,45 \times 0,375 = \\ &= 8,524 \text{ m.t.} \end{aligned}$$

Longitud L

$$f_{c,o} = 109 \text{ kp/cm}^2$$

$$U_{c,o} = \frac{0,95}{0,85} \times b \times d \times f_{c,o} = 91,37 \text{ t.}$$

$$U_s = 24,84 \text{ t. } < > (4 \phi 12)$$

$$w_o = \frac{U_{s,n}}{U_{c,o,u}} = 0,2719$$

$$\begin{aligned} Mu,2 &= \mu \times U_{c,o} \times d = 0,2269 \times 91,37 \times 0,375 = \\ &= 7,774 \text{ m.t.} \end{aligned}$$

$$\frac{P}{2} \times 1,135 = Mu,1 = 8,639 \text{ m.t.}$$

$$P = 15,22 \text{ t.}$$

$$\frac{P}{2} \times a = Mu,2 = 7,774 \text{ m.t.}$$

Cuadro I
Características mecánicas de las piezas (Tipo I)

Designación	Armaduras $\gamma_s = 1,1$			Hormigón $\gamma_c = 1,5$				Cuantía	
	A (mm)	A' (mm)	Us (t)	fco (Kp/cm ²)	fcr (Kp/cm ²)	Uco (t)	Ucr (t)	wo	wr
V.3	4 ϕ 12	2 ϕ 6	22,88	269	—	134,50	—	0,1701	—
V.2	4 ϕ 12	2 ϕ 6	22,91	102	—	51,00	—	0,4492	—
V.7	4 ϕ 12	2 ϕ 6	22,58	109	263	54,50	131,50	0,4143	0,1717
V.9	4 ϕ 12	2 ϕ 6	26,54	132	242	66,00	121,00	0,4021	0,2193

$$a = \frac{7,774 \times 2}{15,22} = 1,02 \text{ m} = L$$

$$H < > 7 \text{ cm.}$$

$$L < > 1 \text{ m.}$$

En el Cuadro I se relacionan cada una de las vigas ensayadas, indicándose, designación, armaduras y características mecánicas de los materiales que las constituyen, en situación de servicio nominal (*).

6.2. Sistema de refuerzo tipo II

En este caso, el sistema que proponemos se lleva a cabo en piezas que han visto mermada su capacidad resistente como consecuencia, bien de una baja en la resistencia del acero, bien por error de ejecución, o proyecto, en la disposición de armaduras.

Consiste en la colocación de las armaduras necesarias que, por error, olvido, o defecto de calidad, no habían sido dispuestas adecuadamente en la viga original.

Se fabricaron cuatro vigas que, al igual que para el sistema de refuerzo Tipo I, coincidían en sus características dimensionales y diferían en el sistema de ejecución, de acuerdo con lo expuesto en el apartado 3.

La *viga patrón*, fabricada y ensayada para sancionar la eficacia del refuerzo propuesto, se corresponde con la *V.3 del sistema Tipo I*.

— *V.4 (Viga defectuosa)*, de idénticas características que la viga patrón pero con menos armaduras dispuestas.

— *V.4R (Refuerzo A)*, con las armaduras suplementarias atadas a unos pernos de acero que se supone corresponderían a las armaduras de las viguetas del forjado. Dichas armaduras suplementarias se dispusieron en los laterales de la viga, mediante

recrecidos de hormigón, *sin ningún tipo de anclaje (flotantes), ni tratamiento superficial* en la zona de contacto del hormigón original y el correspondiente al recrecido (**).

— *V.4R.III (Refuerzo B)*, viga fabricada exactamente igual que la *V.4R*, con las siguientes variaciones:

a) armaduras suplementarias con un *anclaje* de 15 cm en los laterales de la viga original.

b) superficie de contacto, entre hormigón fresco y hormigón endurecido, *abujardada con martellina*.

c) tratamiento de unión, entre ambos hormigones, con *adhesivo epoxi*.

— *V.4R.II (Refuerzo C)*, exactamente igual que la viga *V.4R.III*, pero sin adhesivo epoxi.

En la figura 7 se representa un esquema de los tres sistemas de ejecución, así como las características dimensionales de cada uno de ellos. Por su parte, en el cuadro II, se exponen las características mecánicas, en situación de servicio nominal, de cada una de las piezas ensayadas para sancionar el sistema.

Al igual que para el sistema de refuerzo Tipo I, en los cálculos y comprobaciones realizadas no se ha tenido en cuenta la posible colaboración de la armadura comprimida, dada la escasa incidencia que dicha armadura dispuesta, (2 ϕ 6), pudiera comportar en los resultados obtenidos.

6.3. Sistema de refuerzo tipo III

Este sistema, trata de mejorar la capacidad resistente de una pieza en la que, simultáneamente, se han producido bajas de calidad en ambos materiales, hormigón y acero.

Trataremos, por tanto, de sancionar la eficacia de los dos sistemas anteriores, ejecutados en una misma pieza.

En este caso, y puesto que disponíamos de datos

(*) Por comodidad en la realización de los cálculos, aparte de presentar escasa incidencia en los resultados finales, hemos depreciado la posible colaboración de la armadura comprimida.

(**) Los pernos, que simulaban las armaduras de las viguetas del forjado, se dispusieron con resina de anclaje, para garantizar la adherencia.

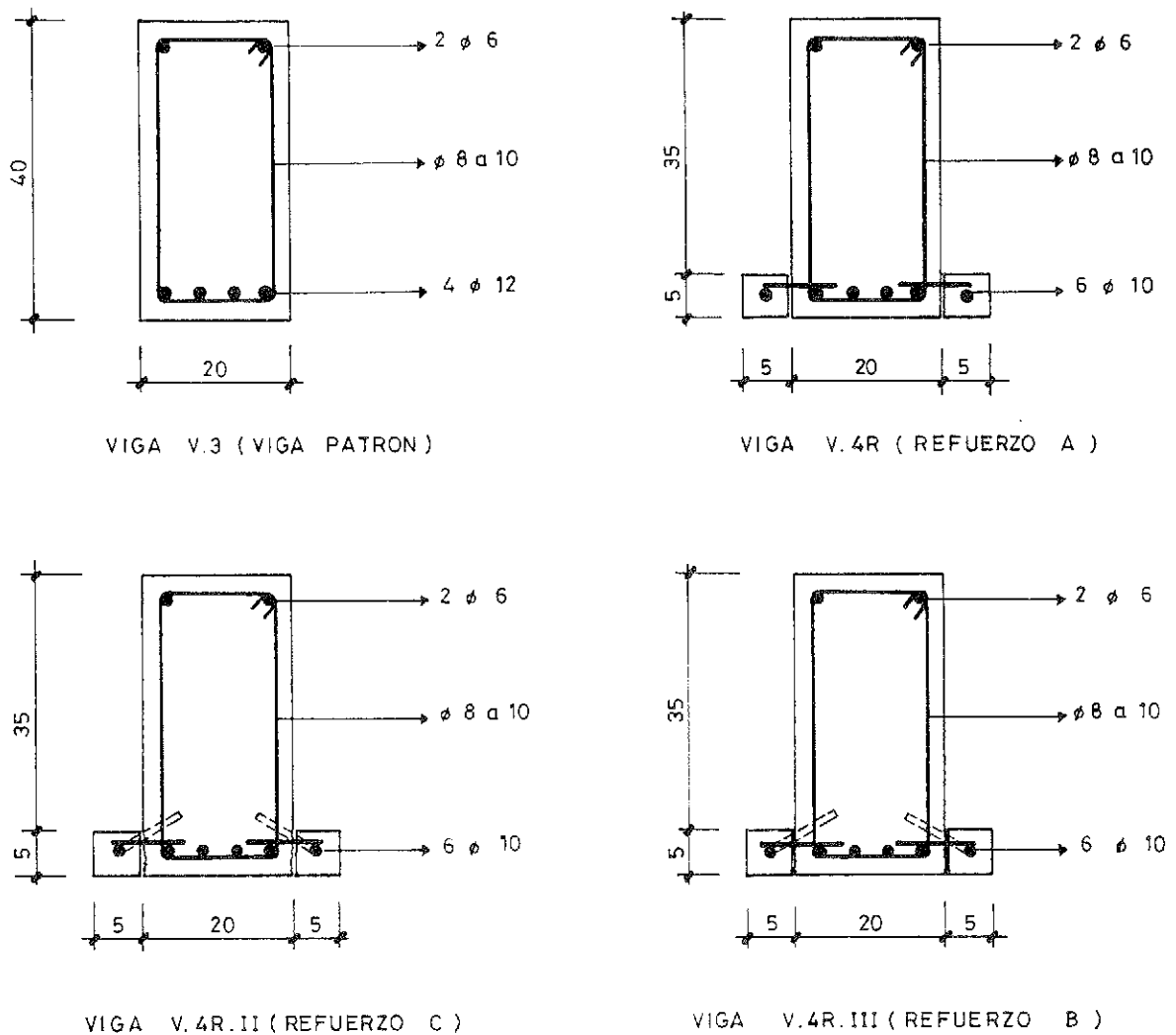


Fig. 7

Cuadro II

Características mecánicas de las piezas (Tipo II)

Designación	Armaduras $\gamma_s = 1,1$			Hormigón $\gamma_c = 1,5$				Cuantía	
	A (mm)	A' (mm)	Us (t)	f_{co}	f_{cr} (Kp/cm ²)	U _{co} (t)	U _{cr} (t)	w _o	w _r
V.3	4 ϕ 12	2 ϕ 6	22,88	269	—	134,50	—	0,1701	—
V.4	4 ϕ 10	2 ϕ 6	19,08	298	—	149,00	—	0,1280	—
V.4R	6 ϕ 10	2 ϕ 6	28,62	298	238	149,00	119,00	0,1921	0,2405
V.4R.III	6 ϕ 10	2 ϕ 6	28,62	305	263	152,50	131,50	0,1876	0,2176
V.4R.II	6 ϕ 10	2 ϕ 6	28,62	305	263	152,50	131,50	0,1876	0,2176

concretos sobre el comportamiento de los refuerzos Tipo I y Tipo II, tan solo fabricamos para su ensayo tres vigas.

— V.7M (Viga patrón), al igual que en los sistemas anteriores, fabricada para comprobar la eficacia del sistema.

— V.7M.I (Viga defectuosa), ejecutada con un hormigón de resistencia más baja que la correspondiente a la viga patrón, y con menos armaduras en la sección de centro de vano.

— V.7M.II (Viga reforzada), con restitución de hormigón, de adecuada calidad, en zona de máxi-

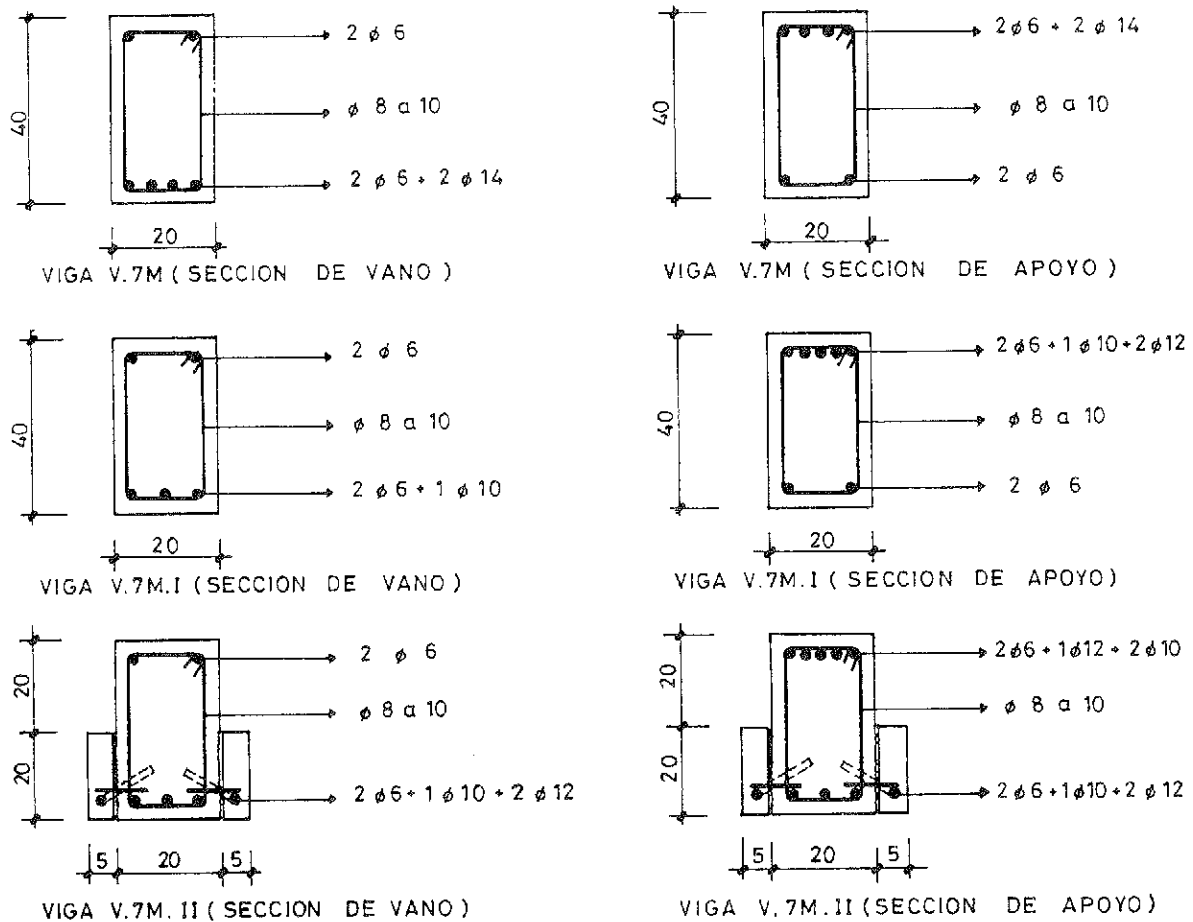


Fig. 8

Cuadro III

Características mecánicas de las piezas (Tipo III)

Designación	Armaduras $\gamma_s = 1,1$			Hormigón $\gamma_c = 1,5$				Cuantía	
	A (mm)	A' (mm)	Us (t)	f _{co} f _{cr} (Kp/cm ²)	U _{co} (t)	U _{cr} (t)	w _o	w _r	
V.7M (*)	2 φ 6 + 2 φ 14	2 φ 6	18,39	295	—	147	—	0,1251	—
V.7M.I (*)	2 φ 6 + 1 φ 10 + 2 φ 12	2 φ 6	17,71	132	—	66	—	0,2683	—
V.7M.II (*)	2 φ 6 + 1 φ 10 + 2 φ 12	2 φ 6	17,71	132	306	66	153	0,2683	0,1205
V.7M (**)	2 φ 6 + 2 φ 14	2 φ 6	18,39	295	—	147	—	0,1251	—
V.7M.I (**)	2 φ 6 + 1 φ 10	2 φ 6	5,22	132	—	66	—	0,0791	—
V.7M.II (**)	2 φ 6 + 1 φ 10 + 2 φ 12	2 φ 6	17,71	132	317	66	159	0,2683	0,1114

(*) Corresponde a la sección de voladizo.

(**) Corresponde a la sección de vano.

mas compresiones por flexión, de acuerdo con el sistema de refuerzo Tipo I, y reposición de armaduras suplementarias, de acuerdo con el sistema Tipo II.

En este caso, se nos presentaba una dificultad adi-

cional en relación con la baja de resistencia en el hormigón. Esta era el cómo restituir el hormigón en la sección de apoyo.

Evidentemente, la eliminación del hormigón en el caso concreto de una situación real en obra, co-

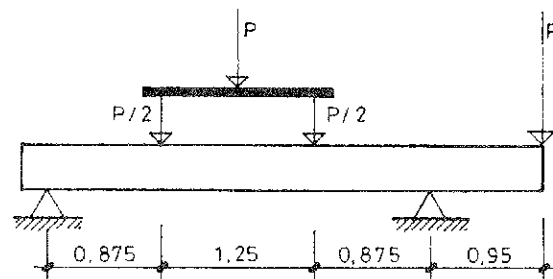
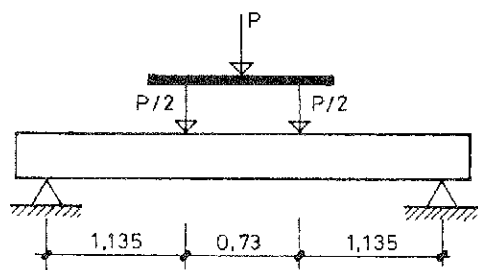


Fig. 9

mo sería un nudo viga-pilar, resultaría extremadamente dificultosa, cuando no improcedente, debido a la sollicitación axial transmitida por el pilar, que podría provocar el agotamiento del hormigón del nudo durante el proceso de eliminación.

En el caso que nos ocupa, puesto que el trabajo que presentamos se refiere exclusivamente al refuerzo de piezas sollicitadas a flexión, para el mejoramiento de la zona comprimida en sección de apoyo, prolongamos el hormigón de recubrimiento, así como las armaduras suplementarias, hasta el extremo de la ménsula. De esta forma, y puesto que se trataba de dos hormigones de distinto módulo de deformación, en la misma sección, supusimos que todo el esfuerzo de compresión por flexión sería absorbido por el recrecido de hormigón (*).

En la figura 8 se representa un esquema de las vigas ensayadas, indicándose en el Cuadro III las características mecánicas de las piezas fabricadas para ensayo, al igual que en los sistemas de refuerzo expuestos anteriormente, en situación de servicio nominal sin considerar la colaboración de la armadura comprimida. La superficie de contacto entre hormigón fresco y endurecido fue tratada con martelina, sin adhesivo.

7. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

En el Cuadro IV se indican los valores del momento último y carga de agotamiento, según el esquema de carga de la figura 9.

8. ANALISIS DE RESULTADOS

En los Cuadros siguientes se exponen las determinaciones efectuadas, para cada sistema de refuerzo experimentado, en el sentido de comprobar si los resultados obtenidos en los ensayos se corresponden con las situaciones previstas, o, por el contrario, y en el caso de que se hubiesen producido desviaciones considerables, investigar su justificación.

En los citados Cuadros se indican los *momentos últimos reales*, es decir, aquellos que han produci-

(*) Para la determinación de la longitud y espesor del hormigón comprimido, se siguieron los mismos criterios que los expuestos en el apartado 6.1.

Cuadro IV

Viga	Tipo	P (t)	Mua (m. t)
V.3	I	16,20	9,19
V.2	I	13,90	7,89
V.7	I	16,15	9,16
V.9	I	17,35	9,85
V.4	II	13,01	7,38
V.4R	II	15,50	8,79
V.4R.III	II	18,40	10,44
V.4R.II	II	18,00	10,21
V.7M (*)	III	8,90	8,45
V.7M	III	16,20	7,09
V.7M.I (*)	III	6,15	5,84
V.7M.I	III	5,60	2,45
V.7M.II (*)	III	8,60	8,17
V.7M.II	III	15,90	6,96

(*) Las vigas 7M con asterisco, corresponden a secciones de vado; el resto, a secciones de vano.

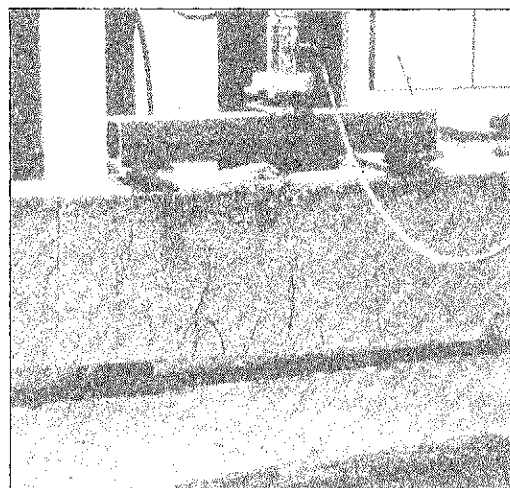


Foto 8

do el agotamiento de la pieza ($M_{u,a}$), y los *momentos últimos previstos* ($M_{u,p}$).

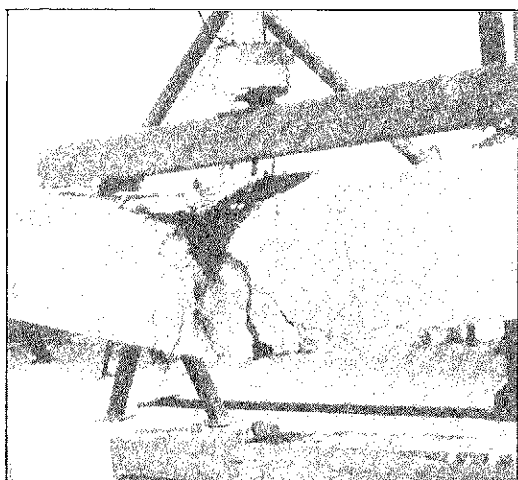


Foto 9

Para la estimación de los momentos últimos hemos supuesto, como capacidad mecánica de agotamiento del hormigón, $U_c = 0,95 \times b \times d \times f_c$, por tratarse de ensayos con carga de corta duración; y como capacidad mecánica del acero, la correspondiente a su *límite elástico* ($U_{s,l}$), y a su tensión de rotura ($U_{s,r}$), en ambos casos, con las resistencias nominales de los materiales.

En los Cuadros V, VI y VII, se indican las características mecánicas de las vigas ensayadas, en situación de rotura nominal prevista, mientras que en el Cuadro VIII se exponen los momentos últimos resultantes, de acuerdo con las consideraciones anteriores. Es decir, por una parte, se relacionan los momentos últimos previstos, considerando el límite elástico del acero y el correspondiente a su tensión de rotura y, por otra, los realmente obtenidos en los ensayos.

Cuadro V
Características mecánicas de las piezas (Tipo I)
Situación de agotamiento previsto

Designación	Armaduras $\gamma_s = 1$		Hormigón $\gamma_c = 1/0,95$				Cuantía			
	$U_{s,l}$ (t)	$U_{s,r}$ (t)	f_{co}	f_{cr} (Kp/cm ²)	U_{co} (t)	U_{cr} (t)	$w_{o,l}$	$w_{o,r}$	$w_{r,l}$	$w_{r,r}$
V.3	25,2	28,7	269	—	212,4	—	0,1185	0,1351	—	—
V.2	25,2	29,2	102	—	80,5	—	0,3130	0,3627	—	—
V.7	24,8	28,5	109	263	86,1	207,6	0,2880	0,3310	0,1195	0,1373
V.9	29,2	32,1	132	242	104,2	191,1	0,2802	0,3081	0,1528	0,1680

Cuadro VI
Características mecánicas de las piezas (Tipo II)
Situación de agotamiento previsto

Designación	Armaduras $\gamma_s = 1$		Hormigón $\gamma_c = 1/0,95$				Cuantía			
	$U_{s,l}$ (t)	$U_{s,r}$ (t)	f_{co}	f_{cr} (Kp/cm ²)	U_{co} (t)	U_{cr} (t)	$w_{o,l}$	$w_{o,r}$	$w_{r,l}$	$w_{r,r}$
V.3	25,2	28,7	269	—	212,4	—	0,1185	0,1358	—	—
V.4	21,0	22,9	298	—	235,3	—	0,0926	0,0973	—	—
V.4R	31,5	34,3	298	238	235,3	187,9	0,1339	0,1458	0,1676	0,1825
V.4.R.III	31,5	34,3	305	263	240,8	207,6	0,1308	0,1424	0,1517	0,1652
V.4.R.II	31,5	34,3	305	263	240,8	207,6	0,1308	0,1424	0,1517	0,1652

Cuadro VII
Características mecánicas de las piezas (Tipo III)
Situación de agotamiento previsto

Designación	Armaduras $\gamma_s = 1$		Hormigón $\gamma_c = 1/0,95$				Cuantía			
	Us,l (t)	Us,r (t)	fco	fer (Kp/cm ²)	Uco (t)	Ucr (t)	wo,l	wo,r	wr,l	wr,r
V.7M (*)	20,2	24,3	295	—	232,1	—	0,0870	0,1047	—	—
V.7M.I (*)	19,4	21,9	132	—	104,2	—	0,1862	0,2102	—	—
V.7M.II (*)	19,4	21,9	132	306	104,2	232,1	0,1862	0,2102	0,0836	0,0944
V.7M	20,2	24,3	295	—	232,1	—	0,0870	0,1047	—	—
V.7M.I	5,7	6,6	132	—	104,2	—	0,0547	0,0633	—	—
V.7M.II	19,4	21,9	132	317	104,2	251,1	0,1862	0,2102	0,0773	0,0872

(*) Corresponde a la sección de voladizo.

Cuadro VIII

Designación vigas	Refuerzo Tipo	Momentos últimos		
		Mup,l	Mup,r	Mua
V.3	I	8,76	9,84	9,19
V.2	I	7,69	8,57	7,89
V.7	I	8,61	9,78	9,16
V.9	I	9,91	10,83	9,85
V.3	II	8,76	9,84	9,19
V.4	II	7,63	8,06	7,38
V.4R	II	10,81	11,73	8,79
V.4R.III	II	10,84	11,69	10,44
V.4R.II	II	10,84	11,69	10,21
V.7M (*)	III	7,15	8,47	8,45
V.7M	III	7,15	8,47	7,09
V.7M.I (*)	III	6,46	7,15	5,84
V.7M.I	III	2,05	2,34	2,45
V.7M.II (*)	III	6,85	7,71	8,17
V.7M.II	III	6,91	7,75	6,96

En el gráfico 1, se han representado las relaciones entre los momentos últimos de agotamiento, reales y previstos, en función de la cuantía mecánica en el estado límite último, para una tensión del acero en el límite elástico, aunque, para cuantías bajas,

podría resultar más representativo expresar la cuantía para la tensión real de rotura (*).

Por su parte, en el gráfico 2 se representan los valores del momento último de agotamiento, en función de la carga aplicada.

En el primero de ellos, se observan las desviaciones entre los momentos de agotamiento reales y los previstos, mientras que en el segundo, se pueden comprobar las ganancias, o pérdidas, de las vigas mejoradas y alteradas, con respecto a cada viga patrón.

9. COMPORTAMIENTO DE LAS PIEZAS ENSAYADAS

En el trabajo experimental que presentamos hemos estudiado, en relación con el comportamiento de las piezas hasta situación de rotura, dos aspectos fundamentales y diferenciados. Uno de ellos se refiere a las condiciones de fisuración, capacidad de aviso de la pieza antes de la rotura inmediata, ganancia de seguridad, etc; en definitiva, todos aquellos que condicionarían su comportamiento tensional. El otro, suele presentar mayor trascendencia, por ser causa y origen de gran cantidad de situaciones patológicas, y está relacionado con las condiciones de deformabilidad, es decir, con su comportamiento elástico.

En los apartados siguientes se exponen los resultados obtenidos, en relación con los mencionados comportamientos, al tiempo que se relacionan todas aquellas incidencias y aspectos más significativos, observados en el transcurso de los ensayos.

(*) En correspondencia con el trabajo desarrollado por Sirvent y De La Cruz, «ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA SEGURIDAD GLOBAL EN PIEZAS DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDAS A SOLICITACIONES DE FLEXIÓN SIMPLE».

GRAFICO 1
Relación entre el momento último de agotamiento y el previsto

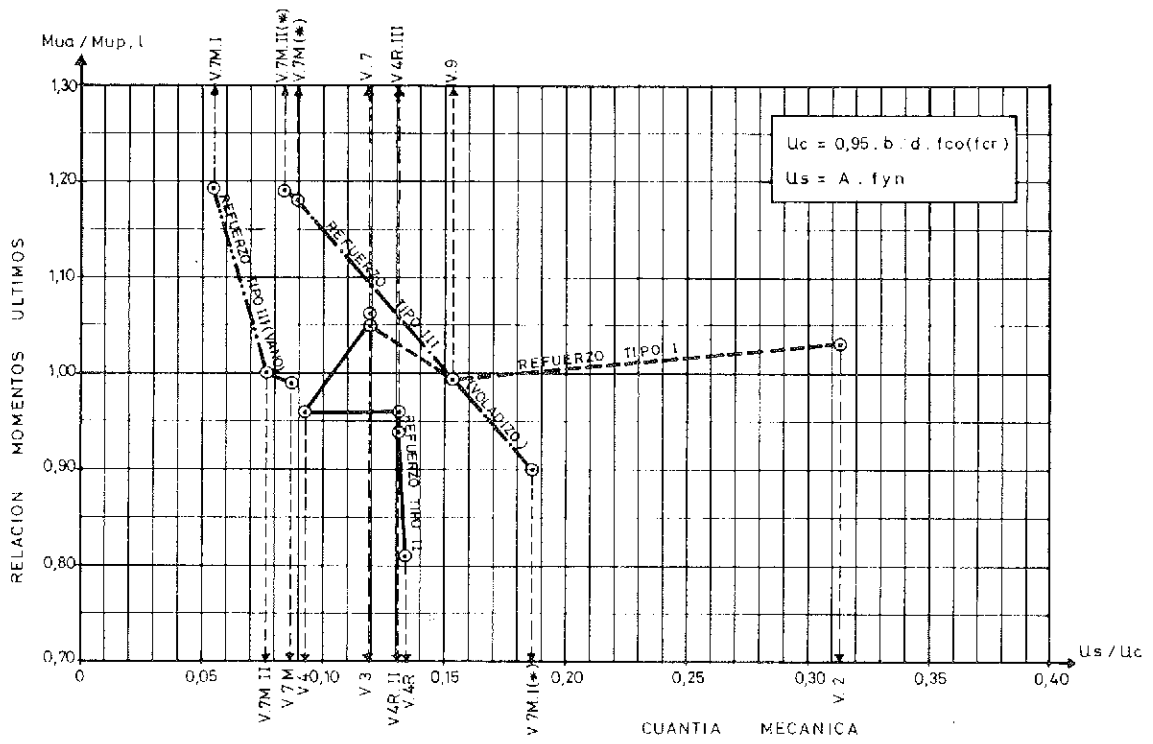


GRAFICO 2
Diagrama, momento último, carga aplicada

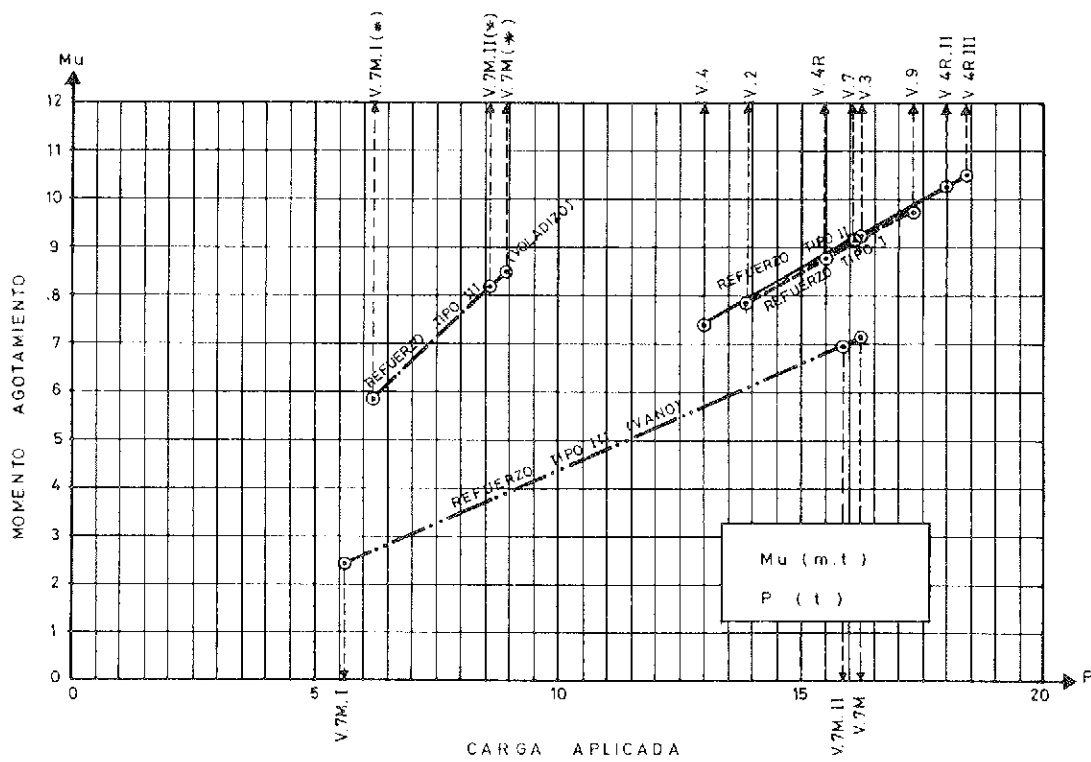


GRAFICO 3
Evolución de la flecha en centro de vano. (Refuerzo tipo I)

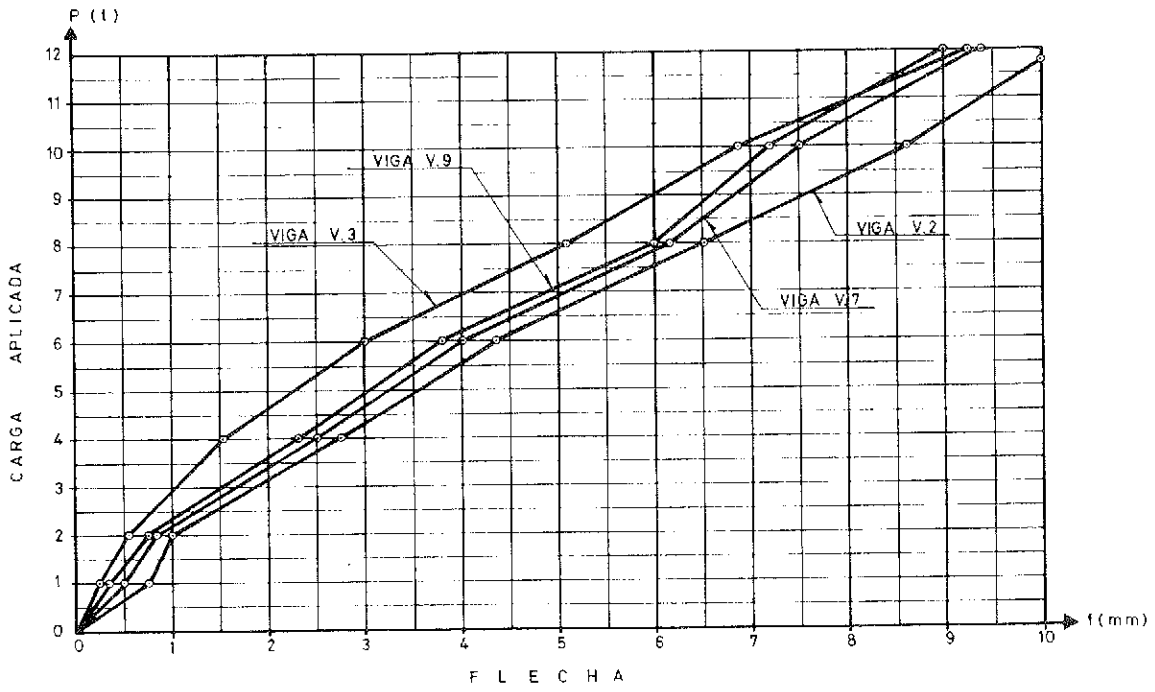


GRAFICO 4
Evolución de la flecha en centro de vano. (Refuerzo tipo II)

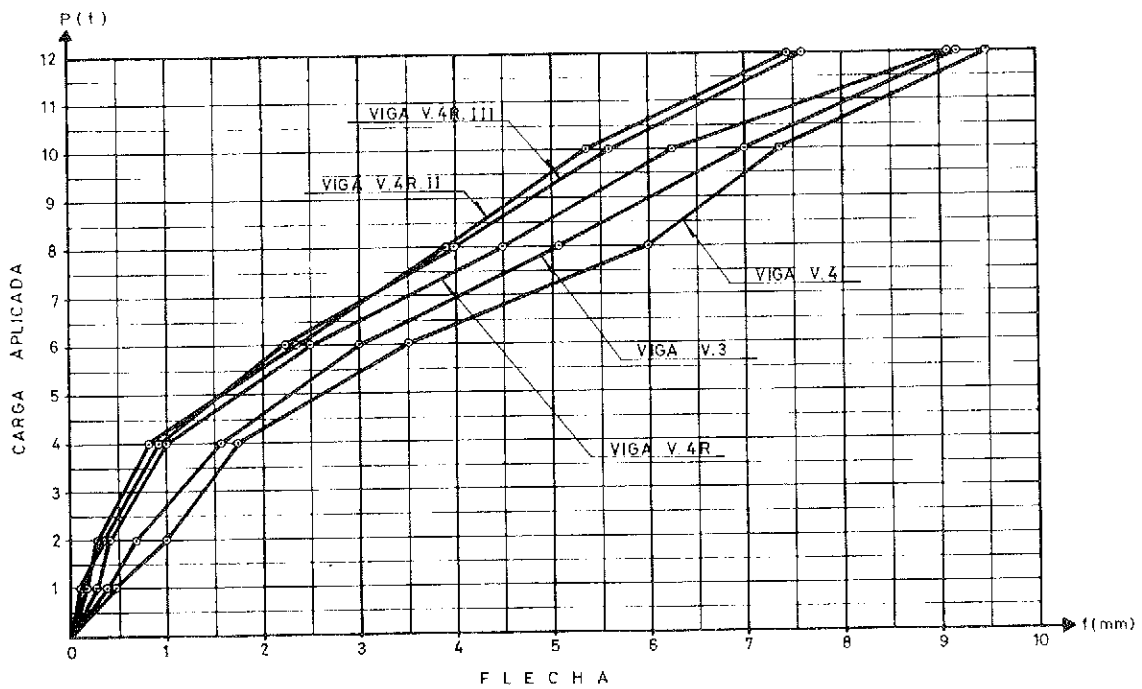


GRAFICO 5
Evolución de la flecha en centro de vano. (Refuerzo tipo III)

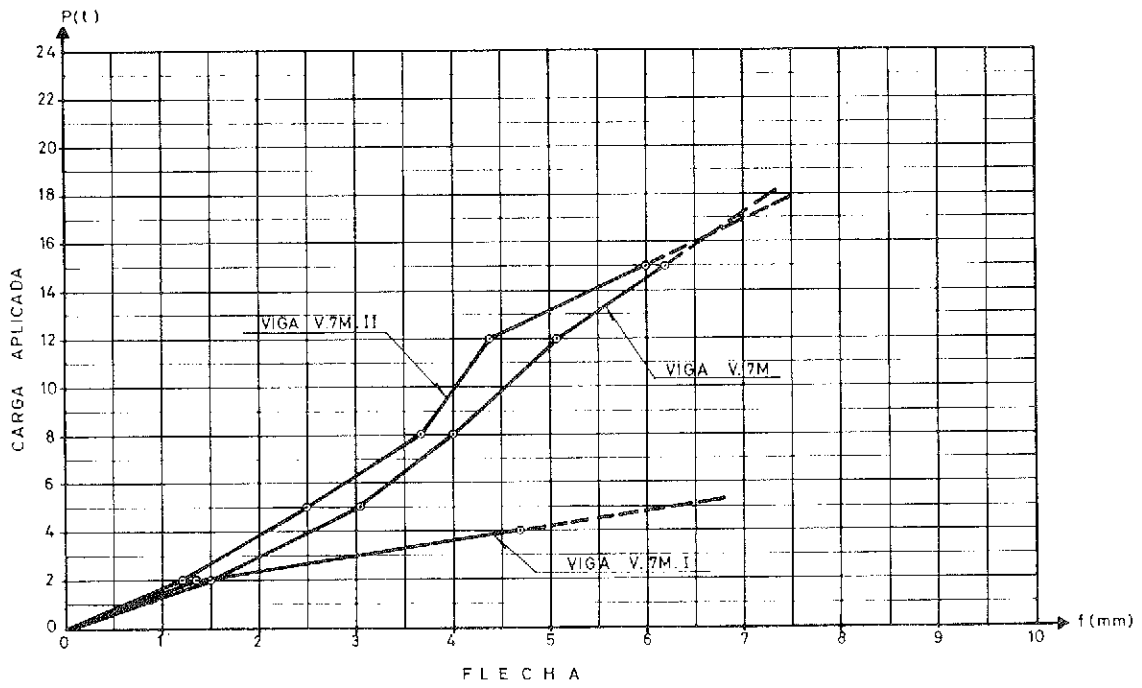
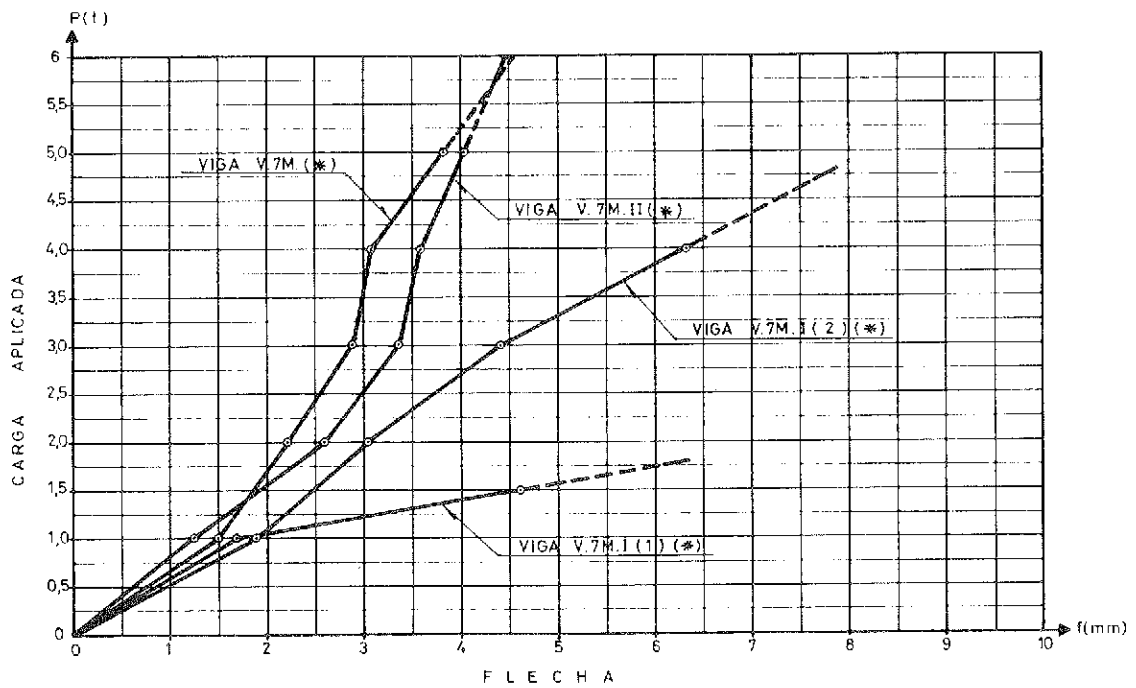


GRAFICO 6
Evolución de la flecha en punta de voladizo. (Refuerzo tipo III)



9.1. Comportamiento elástico

Como ya fue indicado en el apartado 5.4., la información relativa a la deformabilidad de las piezas fue obtenida a partir de las determinaciones de las flechas parciales en el centro de la pieza, para el caso de vigas biapoyadas, y en punta de voladizo, para el caso de vigas ménsula.

Para la determinación de flecha en cada escalón de carga pre-establecido, se dispusieron unos flexímetros, con apreciación de la centésima de milímetro, en los puntos citados anteriormente. Adicionalmente, y en el sentido de considerar el posible descenso en zonas de apoyo, que podrían desvirtuar los resultados obtenidos, se dispusieron otros flexímetros bajo los apoyos.

En la fotografía 10, se puede observar la disposición de los aparatos de medida, tanto para determinación de flechas como para las correcciones en las correspondientes zonas de apoyo a que aludíamos.

En los gráficos de las páginas anteriores, correspondientes a cada uno de los sistemas de refuerzo experimentados, se representa gráficamente la evolución de la flecha en función de la carga aplicada. A continuación se indican los aspectos más significativos, en relación con las condiciones de deformabilidad de las piezas ensayadas.

Refuerzo Tipo I

— Recordemos que el sistema de refuerzo Tipo I estuvo ocasionado por una *baja de resistencia en*



Foto 10. Disposición de flexímetros.

el hormigón, del orden del 37 %. Recordemos, asimismo, que para el mejoramiento de la pieza sustitimos el hormigón de la zona de máximas compresiones, por otro de calidad similar al que correspondía a la viga original, según se observa en la figura 10.

Si observamos el gráfico correspondiente, podemos comprobar cómo, hasta aproximadamente la mitad de la carga de rotura, la flecha de la viga defectuosa y las de las vigas mejoradas adquieren valores muy similares y, al mismo tiempo, sensiblemente superiores al de la viga patrón. Probablemente, porque el bloque de compresiones aún no es profundo y la pieza se comporta como si se tratara de una calidad única de hormigón, el que corresponde al de baja resistencia. En cualquier caso, las tres vigas, defectuosas y mejoradas, han adquirido mayores flechas que la viga patrón.

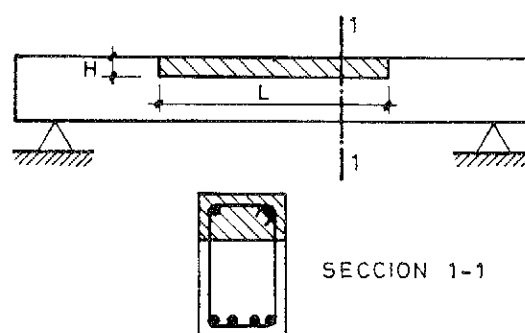


Fig. 10. Refuerzo TIPO I.

A partir de dicha carga, ambas piezas mejoradas parecen comportarse como si la única calidad de hormigón se correspondiera con el restituído, disminuyendo la flecha hasta valores muy similares al de la viga original, o viga patrón.

Refuerzo Tipo II

— En este caso, la necesidad de refuerzo podría tratarse de un *defecto de ejecución*, como consecuencia de haber colocado menor cantidad de barras que las previstas.

A título de recordatorio indicaremos que se fabricaron tres sistemas de vigas mejoradas. Todos ellos consistieron en la disposición de un recrido lateral de hormigón para alojar las barras de restitución, consistiendo la diferencia fundamental en el tratamiento de la superficie de contacto, entre ambos hormigones, y en el anclaje de las barras suplementarias. La viga 4R se construyó sin tratamiento alguno en la superficie de contacto y sin anclaje, y las 4R.III y 4R.II, con anclajes y abujardado, con resina de adherencia para el tipo III y con hormigonado directo para el tipo II.

En el gráfico donde se representa la evolución de la flecha, se puede observar como la viga V.4, la menos armada, presenta una deformabilidad sensi-

blemente superior a la V.4R, y cómo las V.4R.III y V.4R.II adquirían un diagrama prácticamente idéntico y con un valor de flecha inferior a cualquiera de las vigas ensayadas, todas ellas en relación con la viga V.3, viga original o patrón.

Otro aspecto digno de tenerse en consideración fue el rápido crecimiento de flecha que experimentó la viga V.4R., cuando se superaron las 13 t de carga, muy probablemente por un fallo en el recrido de hormigón, que será comentado en el apartado relativo al comportamiento tensional.

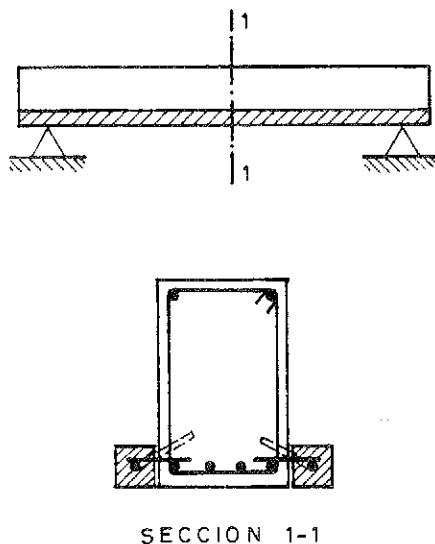


Fig. 11. Refuerzo TIPO II.

Refuerzo Tipo III

— Como ya fue indicado anteriormente, el sistema de refuerzo Tipo III fue diseñado para sancionar ambos sistemas en una misma pieza, en la que se habían producido, simultáneamente, baja de resistencia en el hormigón y error en la disposición de armaduras de centro de vano.

En el gráfico correspondiente a la evolución de la flecha, en centro de vano, se observa cómo el crecimiento de la flecha en las vigas 7M y 7M.II resultó muy similar, pudiendo considerarse un comportamiento adecuado en la viga mejorada.

Por su parte, la flecha correspondiente a la viga 7M.I, concretamente en la que se habían producido bajas de resistencia, no pudo ser comprobada, dado que, cuando se había alcanzado una carga de unas 4 t en el actuador del vano, se produjo una fisura importante en la parte superior del vano, junto al apoyo, lo que nos obligó a efectuar una rápida descarga de la pieza ante el temor de que se produjera una rotura brusca. Tras la descarga, fueron retirados los flexímetros y se procedió, de nuevo, a la aplicación de carga hasta la rotura de la viga.

En cualquier caso, pudo comprobarse cómo al alcanzarse la citada carga se produjo un rápido incremento de flecha en punta, en cierto modo lógico, por haberse producido un importante giro en la zona de apoyo.

Sobre esta última circunstancia merece la pena exponer la siguiente consideración. En primer lugar, conviene indicar que, para conseguir iguales esfuerzos de forma simultánea, en voladizo y centro de vano, la carga que habría que aplicar en el actuador del vano debía ser triple de la correspondiente al voladizo. Tal situación, unido a la menor armadura dispuesta en centro de vano, produjo un desajuste en el equilibrio de la pieza que obligaba a cargar más el voladizo para evitar una rotura brusca en distinta zona a la inicialmente prevista.

Por último, en el gráfico correspondiente a la flecha en punta de voladizo, se observa un comportamiento adecuado en la viga mejorada 7M.II, con respecto a la viga patrón 7M, con una deformabilidad muy similar.

En cuanto a las deformaciones de la viga defectuosa, 7M.I, se tomaron dos mediciones alternativas. La primera, señalada en el diagrama con (1), hubo de suspenderse por la circunstancia expuesta en el párrafo anterior, dado que al producir la descarga en el vano, lógicamente, la flecha en punta adquirió un incremento importante y, al mismo tiempo, discordante en relación con las otras vigas. En la segunda, señalada, con (2), puede comprobarse cómo a partir de 2 t se iba produciendo un incremento de flecha muy superior al tomado por el resto de vigas, muy probablemente ocasionado por el efecto de cansancio de la pieza en el transcurso de la primera prueba. En cualquier caso, ambas me-

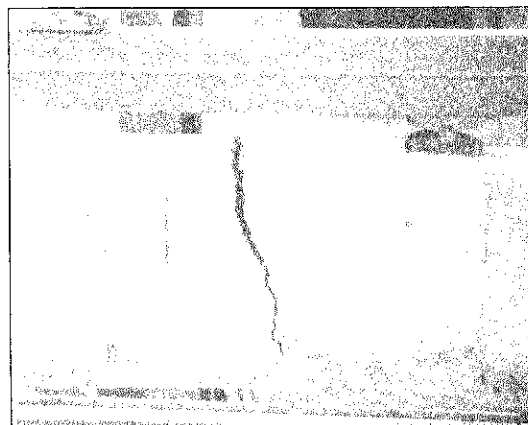


Foto 11. Fisura en viga V.7M.I.

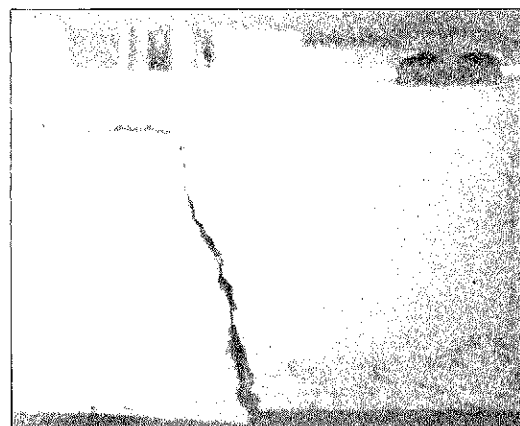


Foto 12. Fisura en apoyo vano (7M.I).

diciones no deben considerarse válidas, dado que variaron las condiciones de ensayo respecto con las otras vigas.

9.2. Comportamiento tensional

De igual forma que en el apartado anterior se han expuesto las condiciones de deformabilidad de las piezas, en éste, se describirán todas aquellas incidencias y aspectos en estrecha relación con el comportamiento tensional de cada uno de los sistemas de refuerzo propuestos.

Fundamentalmente, nos referiremos a la *eficacia del mejoramiento* experimentado, indicando el grado de ganancia de las vigas reforzadas, con respecto a la viga patrón de referencia, y, en su caso, a otras posibles actuaciones que produjeran mayor ganancia, o a la suspensión de otras que, por ineficaces, han prestado *escasa colaboración* a la mejora conseguida.

De forma circunstancial, señalaremos otros aspectos, no menos importantes y trascendentales, relacionados con el adecuado comportamiento de las piezas en situación de servicio y en situaciones próximas al *agotamiento*. Así, trataremos sobre las condiciones de fisuración, capacidad de aviso ante roturas frágiles, en definitiva, sobre todo aquello que pudiera comportar serios condicionantes a las adecuadas condiciones de explotación de la pieza reforzada.

Por último, trataremos de justificar todas aquellas *desviaciones* en los resultados obtenidos, respecto al comportamiento inicialmente previsto, indicando por qué motivos y en qué circunstancias se produjeron tales desviaciones. Nos referimos, concretamente, al comportamiento de las piezas en situación de rotura, cuando presumiblemente se ha superado la tensión correspondiente al límite elástico del acero.

Refuerzo Tipo I

— Como ya fue indicado en el apartado 3., estaba motivado por una *baja de resistencia en el hormigón* y consistió en la sustitución de parte del hormigón defectuoso, concretamente el que en situación de prerotura iba a estar sometido a mayores esfuerzos de compresión, por otro de calidad adecuada.

Recordemos que se fabricaron dos vigas mejoradas, cuya diferencia fundamental consistió en el sistema de restitución del hormigón. Mientras que en la viga V.9. el vaciado se efectuó con martillo eléctrico, la V.7. fue fabricada con esa zona vacía.

El comportamiento, hasta situación de rotura, de las citadas vigas fue *totalmente satisfactorio*, como lo demuestran los valores para la carga de rotura que, en ambos casos, fue similar a la de la viga patrón. Incluso el momento último de agotamiento de la viga V.9., en la que se efectuó el vaciado con mar-

tillo eléctrico, fue superior al de la V.7. (véase cuadro IV), probablemente por la rugosidad de la superficie de contacto entre hormigón fresco y endurecido.

En todos los casos existió una total concordancia entre la forma real de rotura y la que presumiblemente estimamos presentaría. Así por ejemplo, en las vigas de menor cuantía mecánica, como consecuencia de haber mejorado la capacidad resistente del hormigón, se produjo mayor fisuración, lo que se traducía en una mayor *capacidad de aviso* y una ganancia de *seguridad global*, al presentar una mayor respuesta, en situación de agotamiento, que capacitaba a las piezas para desarrollar tensiones en las armaduras, superiores al límite elástico. En las fotografías de las páginas siguientes se puede comprobar la circunstancia expuesta.

Quizá el mayor *inconveniente* que presenta este sistema de refuerzo sea el relativo a las condiciones de *durabilidad* de la pieza. Resulta evidente que el hormigón de sustitución ocupa una zona restituida relativamente pequeña, si la comparamos con las dimensiones generales de viga, lo que comportaría una desprotección generalizada en las armaduras. Evidentemente, el sistema de refuerzo propuesto, debería llevar aparejada cualquier tipo de *actuación de protección* contra los agentes agresivos externos, como podrán ser determinados enlucidos a base de morteros especiales que proporcionasen al resto de la pieza una adecuada protección. En la foto 13, se puede comprobar visualmente la diferencia entre la calidad del hormigón correspondiente a la restitución y el original.



Foto 13. Viga V.7.

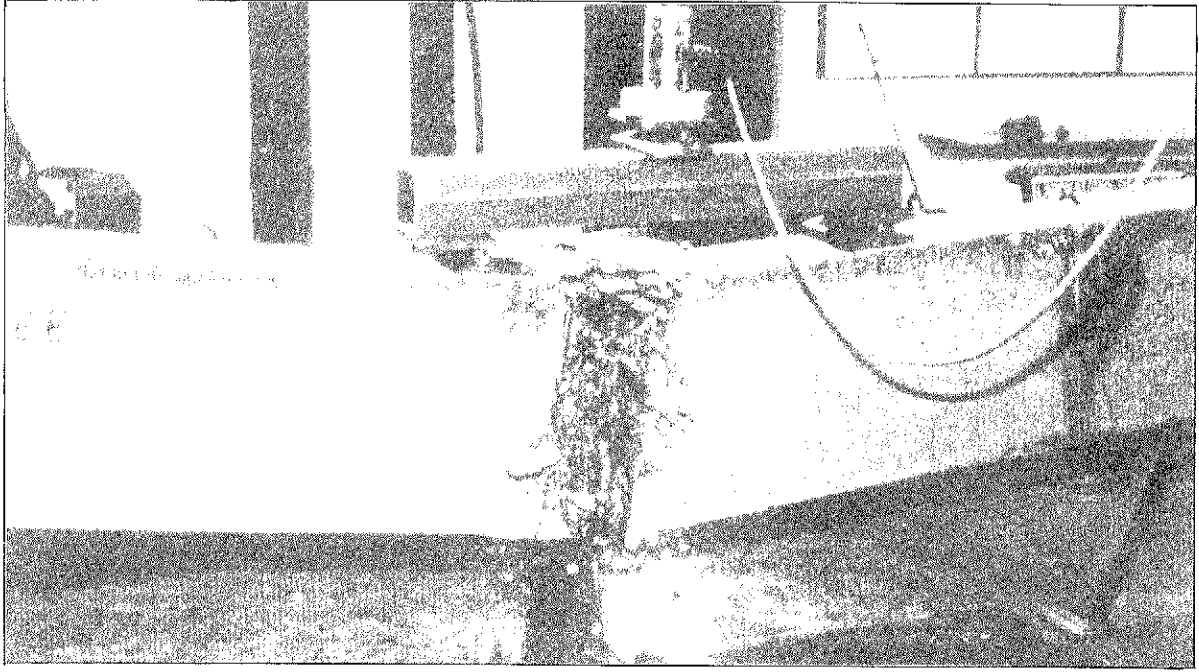


Foto 14. Viga V.3. (Situación de agotamiento).

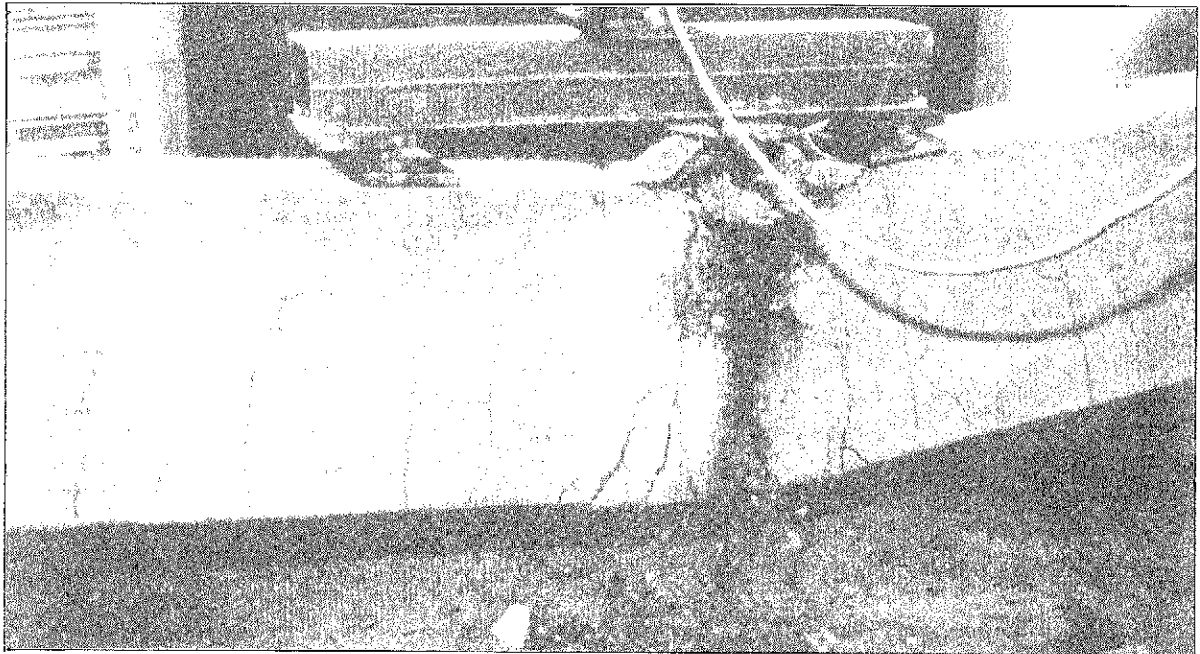


Foto 15. Viga V.2. (Situación de agotamiento).



Foto 16. Viga V.7. (Situación de agotamiento).

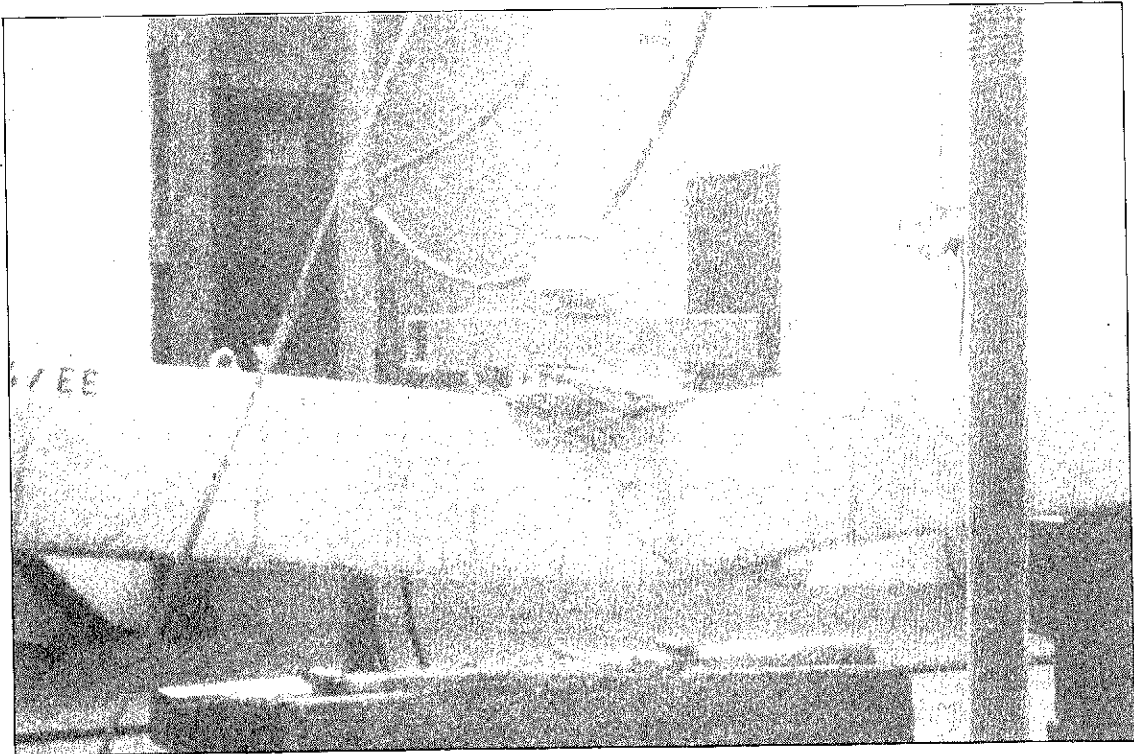


Foto 17. Viga V.9. (Situación de agotamiento).

Refuerzo Tipo II

— Corresponde a las piezas que han visto mermada su capacidad resistente como consecuencia de una baja de *calidad en el acero*, un error de proyecto o ejecución o, en definitiva, cualesquiera circunstancias que hayan comportado una pérdida de capacidad resistente en la armadura de tracción.

El sistema de refuerzo o mejoramiento que hemos presentado, y comprobado experimentalmente, ha consistido en la disposición de las armaduras necesarias de forma que quedase restituida totalmente la capacidad a tracción de la pieza.

Para la comprobación de su eficacia, se fabricaron y ensayaron tres tipos de vigas mejoradas, de cuya descripción y características nos ocupamos en apartados anteriores y que, a modo de recordatorio, repasamos:

— *Viga 4R.*, con armaduras suplementarias *flotantes*, sujetas a unos pernos de acero introducidos en la viga con resina de anclaje y sin ningún tipo de tratamiento especial en la superficie de contacto entre el hormigón endurecido y el correspondiente al recrecido.

— *Viga 4R.III.*, con armaduras suplementarias que, aparte de sujetarse a los pernos, van ancladas en los laterales de la viga y con la superficie de contacto abujardada y tratada con *adhesivo epoxi*.

— *Viga 4R.II.*, exactamente igual que la anterior, pero *sin tratamiento de adhesivo epoxi*.

A partir de los resultados de los ensayos expuestos en el cuadro IV, pudo comprobarse que tanto la viga 4R.III., como la 4R.II. presentaron idéntico comportamiento a rotura, lo que conllevaría a poder considerar que el tratamiento con *adhesivo epoxi* resultó poco menos que *inoperante*.

Por el contrario, la *viga 4R.*, acusó la *falta de anclaje* de las armaduras y, muy probablemente, la ausencia de tratamiento de la superficie de contacto a base de un abujardado, dado que se produjo un fallo de deslizamiento de las armaduras suplementarias. El primer síntoma de fallo que se observó fueron dos pequeñas fisuras verticales, en los laterales de ambos recrecidos, para, a continuación y tras haber procedido al aumento de la carga, producirse el deslizamiento de la armadura, lo que ocasionó una brusca debilitación de la pieza y su inmediata rotura por tracción.

En la foto 18 se puede observar la fisura en los laterales del recrecido donde se alojaban las armaduras suplementarias. Dicha *fisura* apareció instantes antes de alcanzarse la *carga de cálculo*, presentando un comportamiento adecuado, precisamente hasta esa carga.

Por su parte, en las fotos 19 y 20, quedan ilustradas dos secuencias, casi inmediatas, ocurridas durante el ensayo. La primera de ellas corresponde al instante en el que se produjo el fallo de anclaje; la segunda, al agotamiento de la pieza.

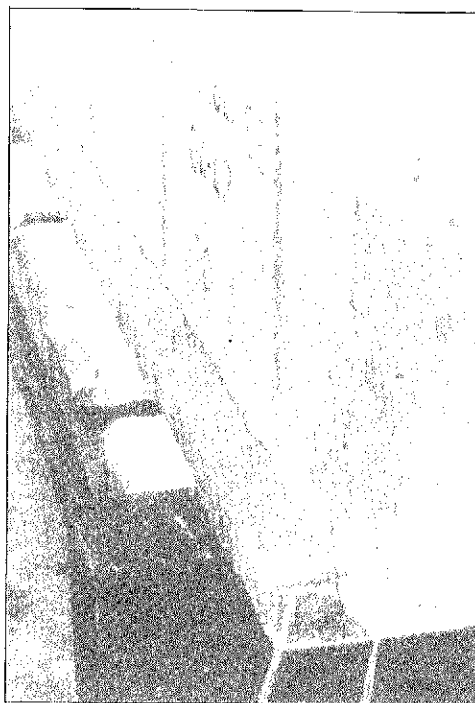


Foto 18. Viga 4R.

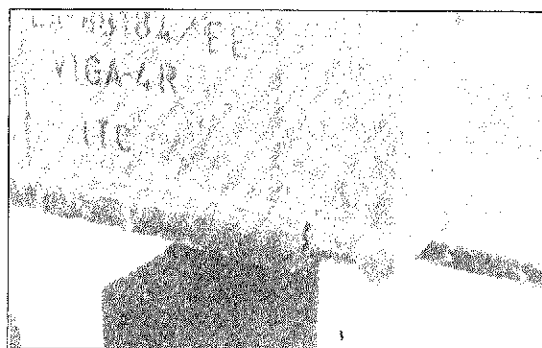


Foto 19. Fallo de anclaje.

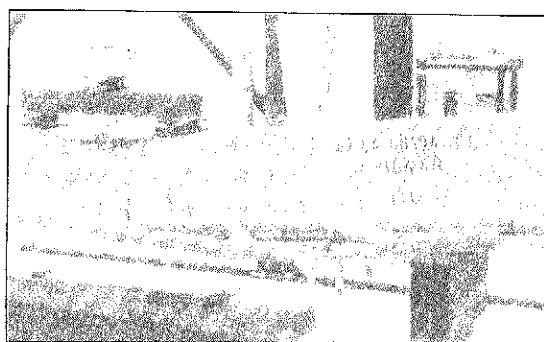


Foto 20. Rotura de la pieza.

Por último, en la foto 21, se puede comprobar cómo la rotura de la pieza estuvo producida por agotamiento de la armadura de tracción original, circunstancia, por otra parte lógica, motivada por la

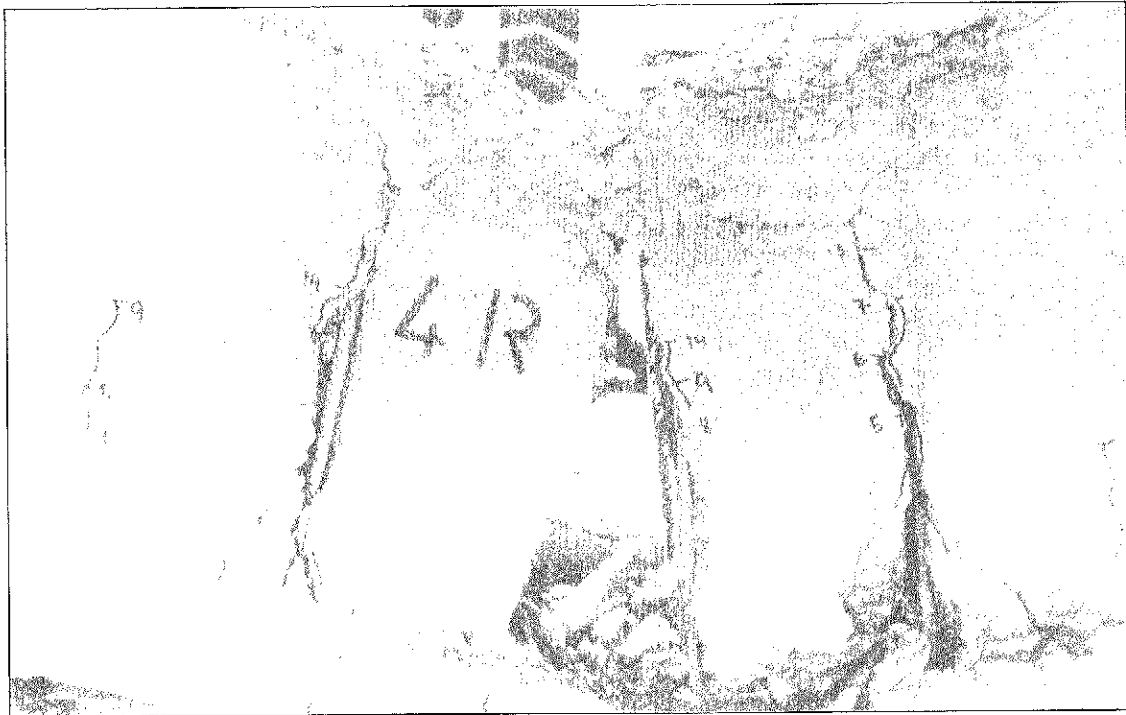


Foto 21. Agotamiento por tracción de la armadura original.

pérdida de tensión de la armadura suplementaria y la consecuente sobrecarga adicional producida en la armadura original.

Contrariamente a lo sucedido con la viga 4.R., el comportamiento de las vigas 4.R.II y 4.R.III., fue totalmente *satisfactorio*. Si acaso, el único aspecto negativo, digno de tenerse en consideración, se debió a que en la rotura de la pieza no se agotó la armadura de tracción suplementaria, circunstancia que sí sucedió en la armadura original. No obstante, en el momento en que se produjo la rotura, la tensión en la armadura suplementaria alcanzó el valor correspondiente a su límite elástico, según se puede comprobar en el Cuadro VIII, donde se observa que el momento último real de agotamiento coincide con el previsto para dicha tensión.

La circunstancia expuesta no equivale a considerar que se hubiera producido un *fallo de anclaje*, como en la viga 4.R., según se pone de manifiesto en las fotografías que ilustran distintas secuencias de la fase de rotura. En realidad, el no haberse agotado dicha armadura podría quedar justificado por el hecho de no existir coacción alguna, debido a las condiciones de ensayo, que evitase la tendencia natural de la armadura a recuperar la posición de cualquier barra en tensión.

Resulta evidente que cualquier coacción, como lo sería en un caso real la propia placa de forjado, habría colaborado eficazmente en el agotamiento de la armadura, lo que se habría traducido en una ganancia de seguridad global.

Otro hecho que justificaría la situación creada sería la pérdida de *tensión efectiva* al alcanzarse el lí-

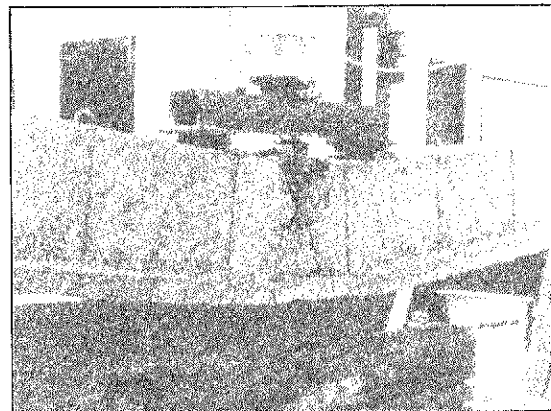


Foto 22. Viga 4R.II.

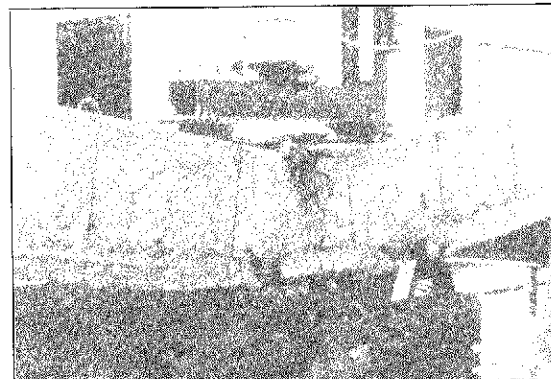


Foto 23. Viga 4R.II.

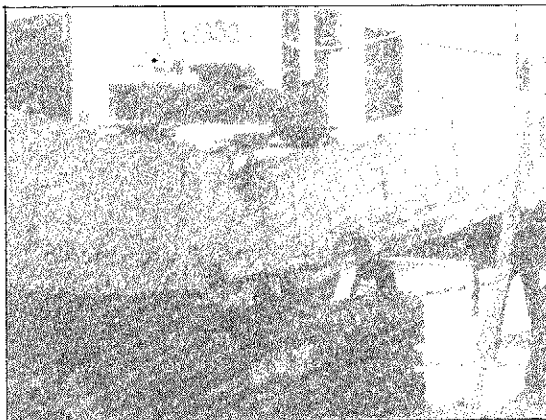


Foto 24. Viga 4R.II.

mite elástico en la totalidad de las armaduras, suplementarias y originales. Debido a la gran deformación de la pieza en ese instante, se produjo el despegue del recrecido y el consecuente agotamiento de la armadura interna ocasionada por una sobrecarga adicional, como sucedió con la situación expuesta para la viga 4.R.

Conviene, en este momento, señalar algunos aspectos interesantes en relación con el comportamiento resistente de las piezas en situación de agotamiento, de acuerdo con los valores expuestos en los Cuadros IV y VIII.

— Uno de ellos se refiere a la carga de rotura de la viga 4.R., que resultó ligeramente inferior a la de la viga patrón, mientras que las correspondientes a la 4.R.II y 4.R.III, lo fueron considerablemente superiores. Esta situación, que resulta ser totalmente anormal, no lo es tanto si comparamos la calidad resistente de las armaduras de la viga patrón respecto a las mejoradas.

— El otro, a la capacidad de agotar la armadura de tracción, de la viga patrón y las mejoradas, que, en correspondencia con el trabajo sobre el análisis de la seguridad global de Sirvent y De la Cruz, a menor cuantía mecánica mayor respuesta para superar la tensión en el límite elástico.



Foto 25. Viga 4R.III.

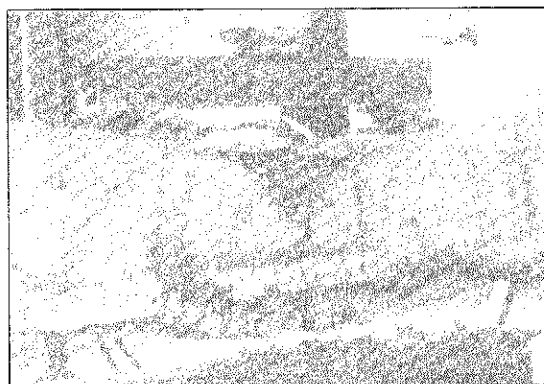


Foto 26. Viga 4R.III.

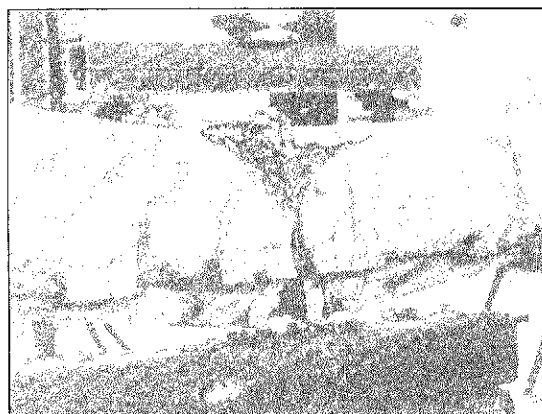


Foto 27. Viga 4R.III.

Refuerzo Tipo III

— El último de los refuerzos experimentados se refiere a una actuación combinada de los dos sistemas anteriores. La justificación de tal actuación, supusimos estuvo ocasionada por una *baja simultánea* de calidad o resistencia en ambos materiales, hormigón y acero.

Recordemos que, para la comprobación de su eficacia, se ensayaron, hasta situación de rotura, tres vigas fabricadas a tales efectos.

— Viga 7M., *viga patrón*.

— Viga 7M.I, en la que se alteraron sus condiciones resistentes a partir de una supuesta *baja de resistencia* del hormigón, estimada en un 50 %, y en un posible *fallo de ejecución* en la disposición de las armaduras de vano, con una merma resistente estimada en un 35 %.

— Viga 7M.II, correspondiente a la *pieza mejorada*, a partir de una actuación simultánea de los dos sistemas de refuerzo, Tipo I y Tipo II, hasta ahora experimentados, aunque con una pequeña variación en la ejecución de los recrecidos laterales de hormigón, donde se alojarían las armaduras suplementarias. Esta consistió en un *aumento de la superficie de contacto* entre hormigón endurecido y

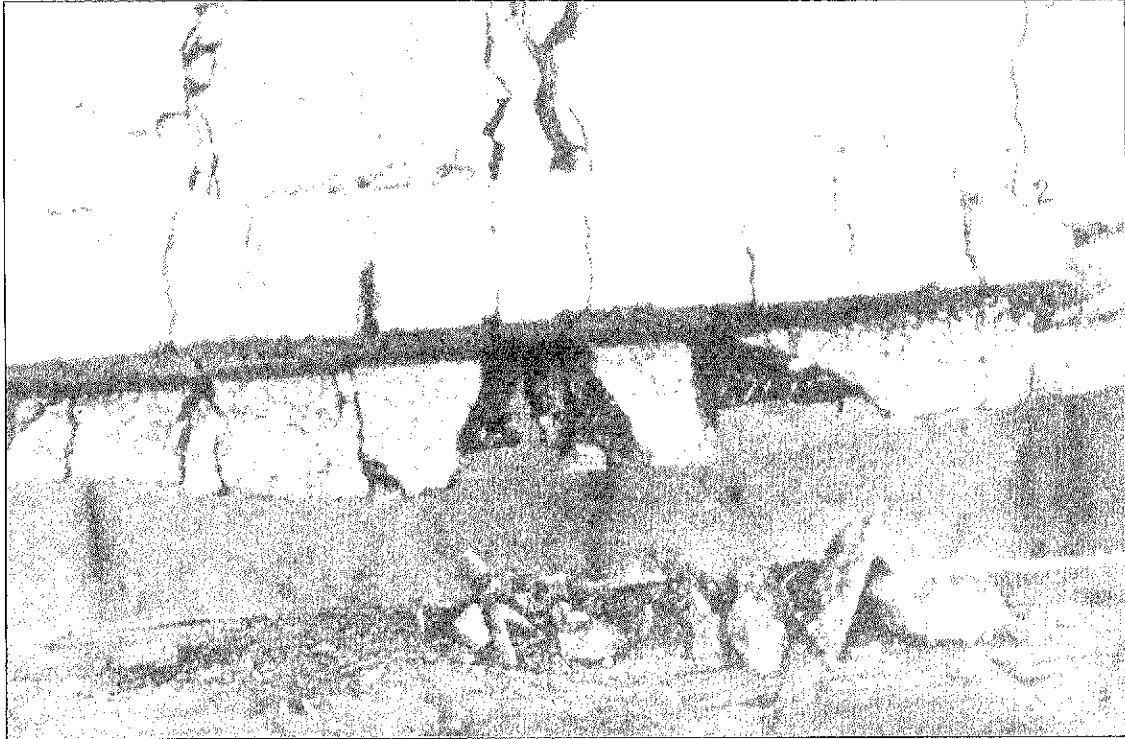


Foto 28. Agotamiento de la armadura de tracción suplementaria (Viga 4R.II).

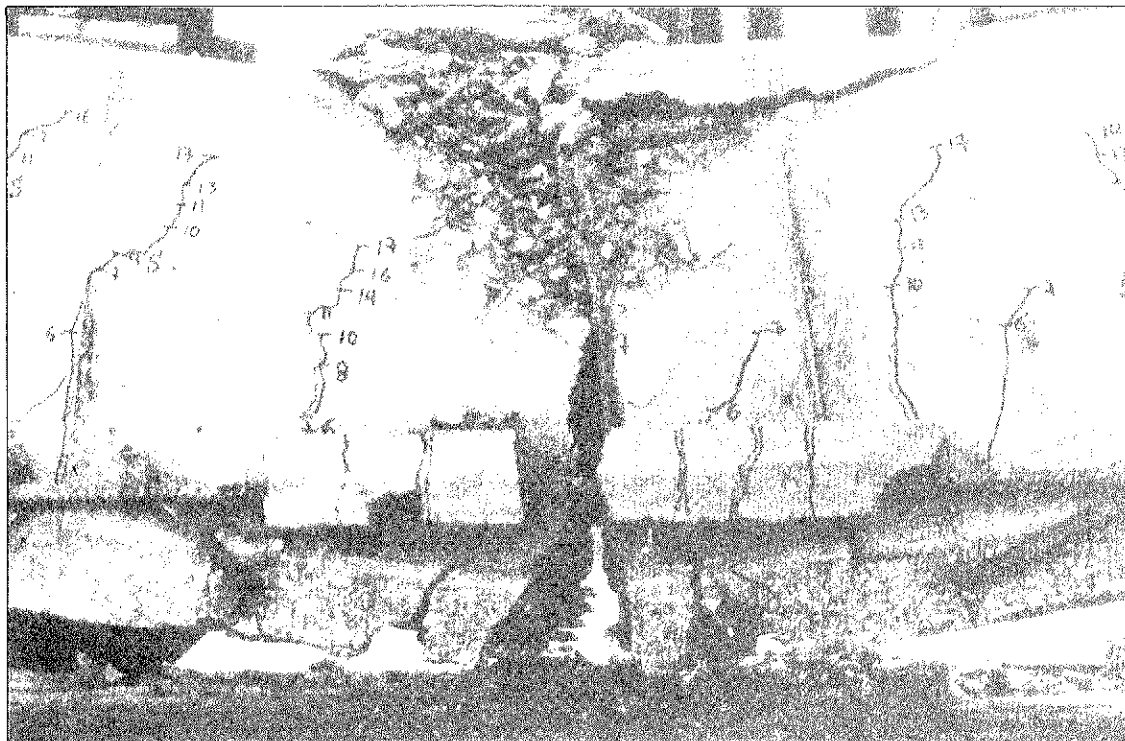


Foto 29. Agotamiento de la armadura de tracción suplementaria (Viga 4R.III).

fresco, en el sentido de comprobar una colaboración más eficaz, frente al esfuerzo rasante lateral, que el experimentado en las vigas 4R.II. y 4R.III. Conviene indicar además que, dada la inoperante colaboración del *adhesivo epoxi*, se prescindió de cualquier tratamiento adicional que no fuera un simple abujardado a base de martellina.

Otra singular variación que interesa recordar, en este caso relacionada con el sistema de refuerzo Tipo I, se refiere al mejoramiento del bloque de compresiones en la sección de voladizo. Dado que no se podía llevar a cabo la restitución del hormigón en zona de máximas compresiones, a partir de un vaciado del hormigón defectuoso, se decidió *prolongar los recrecidos laterales*, correspondientes al mejoramiento del vano, hasta la punta del voladizo. De esta forma, pretendíamos conseguir la mejora del bloque, aparte de contar con un hormigón de mayor resistencia, con considerable aumento de sección.

Los resultados obtenidos en los ensayos y el comportamiento en los distintos escalones establecidos hasta producirse la rotura, pusieron de manifiesto la eficacia de ambos sistemas, dispuestos simultáneamente en una misma pieza.

Antes de pasar a la exposición del análisis de las piezas ensayadas, y puesto que se trataba de unas piezas singulares (vigas de un vano y un voladizo), conviene recordar algunos aspectos en relación con las condiciones particulares de ensayo:

— En cada escalón de carga se hizo coincidir el momento en secciones de *vano* y *apoyo*, lo que correspondía a una carga en el actuador del vano de tres veces la del voladizo.

— Este estado de cargas se mantuvo hasta alcanzarse el *momento de cálculo* nominal. A partir de entonces, se mantuvo la carga del vano y se incrementó la del voladizo hasta su agotamiento.

— Una vez se produjo la rotura de la *sección de apoyo*, se incrementó la *carga en el vano*, en unas condiciones de ensayo análogas a las del resto de las vigas.

Una vez repasadas las características de las piezas y condiciones de ensayo, pasamos a comentar los aspectos e incidencias más significativas en relación con el comportamiento tensional de cada una de las vigas ensayadas, analizando, por separado, las secciones de vano y apoyo.

SECCIONES DE APOYO

Si observamos el Cuadro VIII, en el que se exponen los momentos últimos previstos y los realmente obtenidos, podemos comprobar que, tanto en la viga 7M (viga patrón) como en la 7M.II (viga mejorada), el momento último de agotamiento se correspondió totalmente con el previsto, considerando la tensión de rotura del acero en lugar del límite elástico, circunstancia que confirma la hipó-

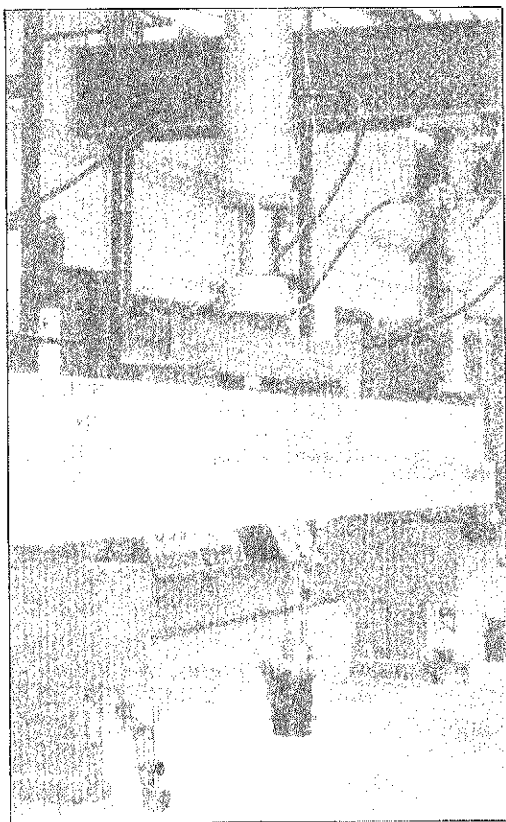


Foto 30. Viga 7M.II.



Foto 31. Agotamiento viga 7M.

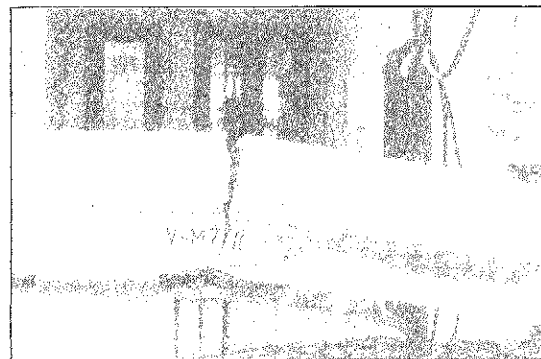


Foto 32. Agotamiento viga 7M.II.

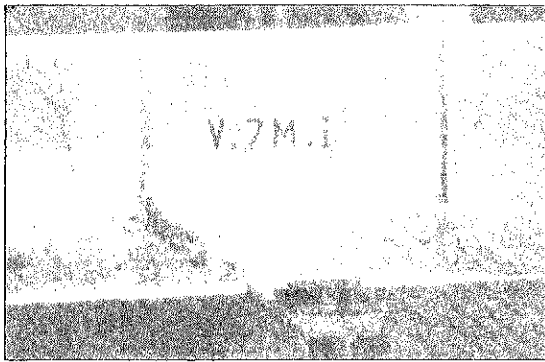


Foto 33. Voladizo (Viga 7M.I).

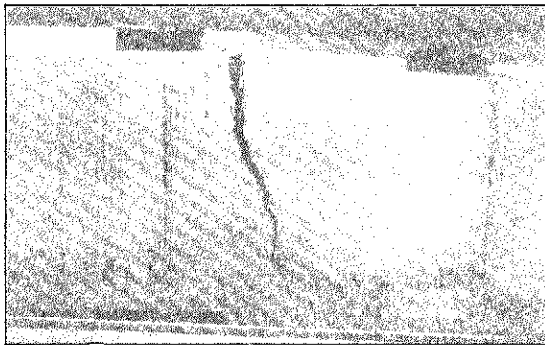


Foto 34. Vano (Viga 7M.I).

tesis apuntada en varios apartados anteriores y que se refiere a la capacidad de las piezas para agotar la armadura de tracción.

Tales resultados, hacen pensar en un *comportamiento satisfactorio* de las actuaciones de mejoramiento adoptadas que, aún no habiendo conseguido agotar a todas las armaduras (luego veremos por qué), lo consideramos del todo adecuado.

Lógicamente, el comportamiento de la viga 7M.I., en la que se habían alterado considerablemente las condiciones resistentes de los materiales, no resultó adecuado. Por una parte, la baja de resistencia en el hormigón, y, por otra, el fallo en la disposición de la armadura del vano, con una cuantía sensiblemente más baja, comportaron la imposibilidad de agotar la sección de apoyo en el voladizo, produciéndose la rotura en la sección de apoyo, pero en la correspondiente al vano. De ahí que el momento último de agotamiento se produjera para una tensión, en el acero, inferior a la correspondiente al límite elástico, situación que no ocurrió para ninguna de las otras vigas, la patrón y la mejorada.

En las fotografías 33 y 34, se puede observar la escasa fisuración en la sección de apoyo del voladizo y, en cambio, la considerable fisura que se produjo en la sección de apoyo del vano.

SECCION DE VANO

Salvo en la viga 7M (viga patrón, cuya rotura en sección de voladizo fue limpia, lo que nos permitió

realizar un ensayo en el resto de la viga considerándola como exenta, es decir biapoyada, la forma de rotura de las vigas 7M.I y 7M.II, podrían haber proporcionado unos resultados no acordes con tal supuesto. Aún así, los resultados obtenidos fueron totalmente *concordantes con los previstos*.

Así, en la viga 7M.I, en la que aparte de tener un hormigón de muy baja resistencia se había reducido considerablemente la armadura de tracción del vano, se produjo la rotura para una carga similar a la prevista, aunque, lógicamente, muy inferior a la de la viga patrón.

Quisiéramos llamar la atención sobre un aspecto, en relación con la forma de rotura, que podría prestarse a confusión.

Este fue que, aunque la rotura de la pieza se produjo por cortante, el fallo inicial y fundamental fue debido a un esfuerzo de flexión con agotamiento de la armadura de tracción que, en esa sección, sólo contaba con $2 \phi 6$.

El fallo posterior se produjo al descargar el voladizo e incrementar la carga del vano, momento en el que se produjo una inversión brusca de esfuerzos que ocasionaron la rotura por cizalladura.

En las fotografías se ilustran distintas secuencias de la rotura de la pieza, pudiéndose comprobar las observaciones a que hemos hecho referencia.

Simultáneamente a la rotura de la sección de apoyo del voladizo de la viga 7M.II., rotura que estuvo ocasionada por agotamiento de la armadura de tracción, se produjo el *splitting* del hormigón de recubrimiento del bloque comprimido, en una zona cuya extensión ocupaba unos 50 cm alrededor del apoyo (foto 41).

Tal circunstancia ocasionó una debilitación de la pieza, motivada por la *falta de adherencia* entre el hormigón y armaduras, lo que produjo el agotamiento de la viga en una sección fuera de la zona de momento máximos, aunque muy próxima a ella.

Quisiéramos llamar la atención sobre esta última circunstancia y el valor del momento último que figura en los Cuadros IV y VIII. De acuerdo con el esquema de cargas y situación de apoyos adoptado,

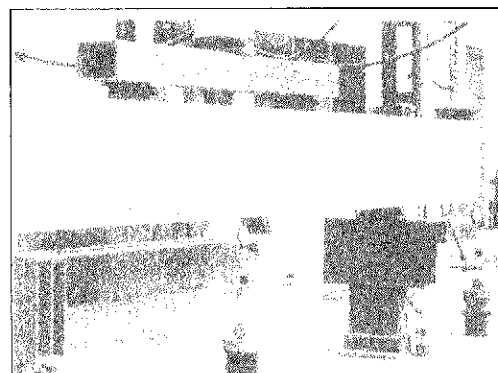
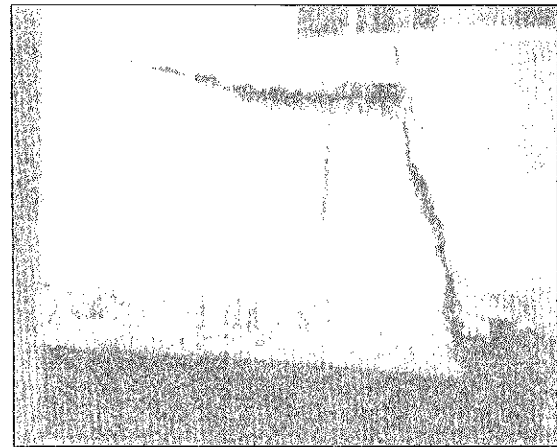
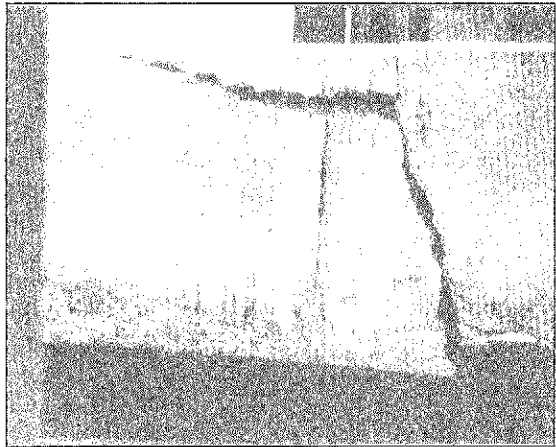
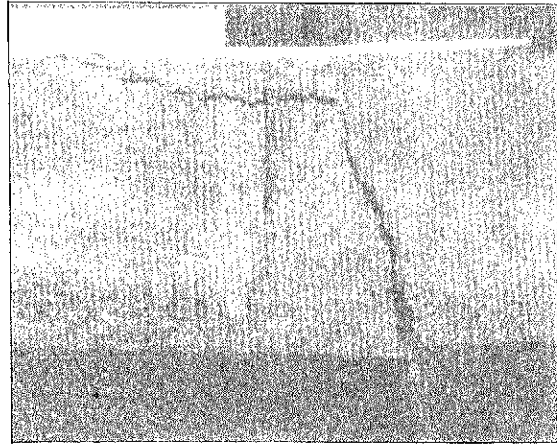
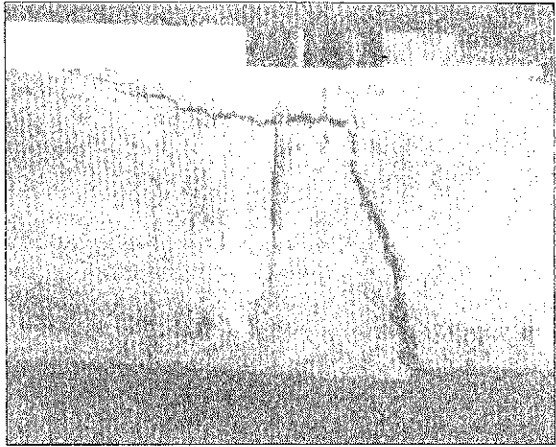


Foto 35. Vano (Viga 7M.I).



Fotos 36 a 39. Distintas secuencias de la fase de rotura.

el momento de agotamiento, en el supuesto de que la rotura se hubiera producido en la zona de momentos máximos, habría sido, $M_{ua} = P/2 \times 0,875 = 7,61$ mt. Por el contrario, el momento real de agotamiento que se expone en los mencionados cuadros (6,96 mt) no se corresponde con el momento de agotamiento del resto de vigas, dado que, según hemos indicado en el párrafo anterior, la rotura se produ-

jo fuera de la zona de momento máximo, aproximadamente a unos 80 cm del apoyo.

Con todo ello, la rotura de la pieza tuvo lugar para una tensión en el acero que correspondía al límite elástico; y, más aún, de no haberse producido el fallo en el hormigón del bloque, en nuestra opinión, se habría conseguido agotar la armadura de tracción.

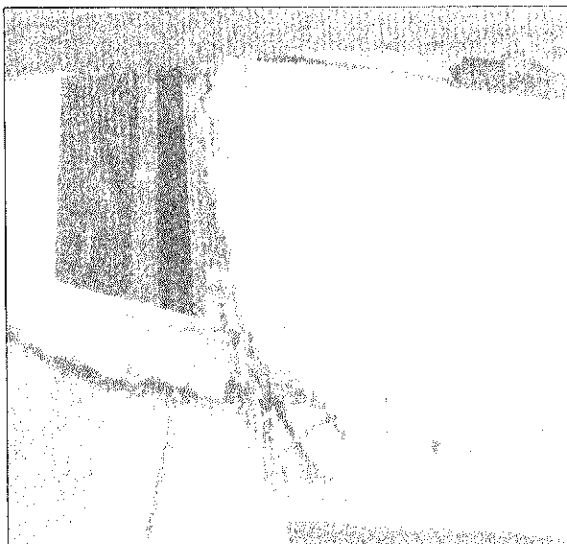


Foto 40. Fallo por cizalladura.

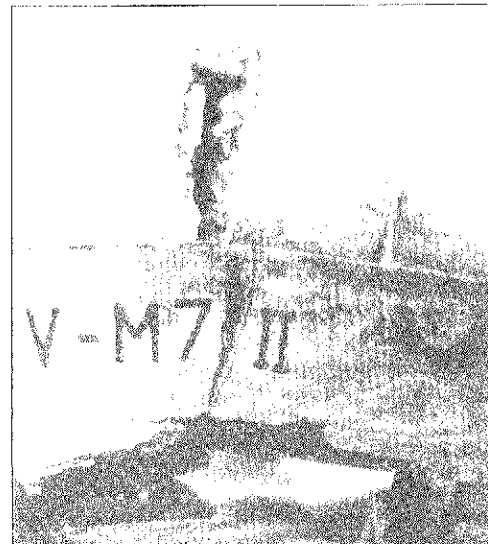
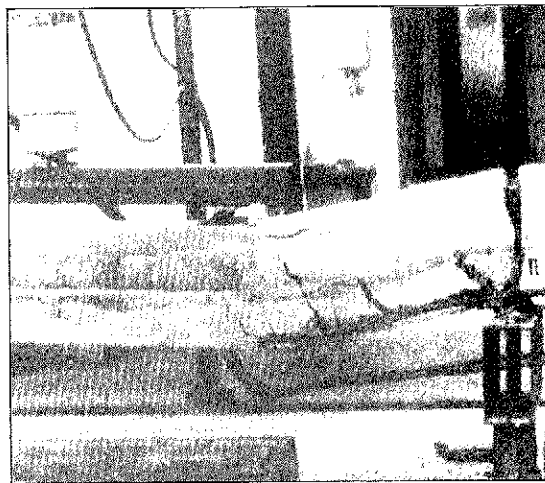
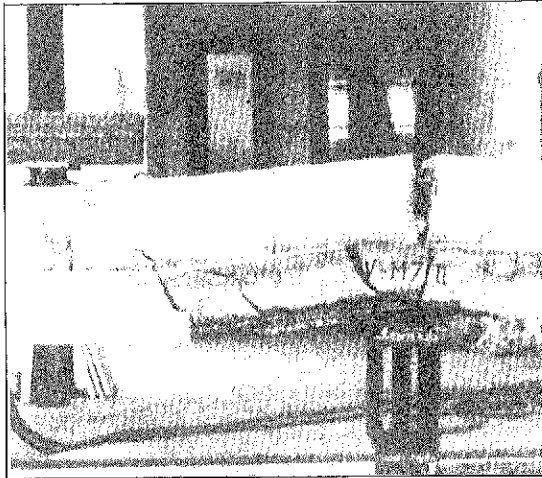


Foto 41. Fallo en el bloque comprimido.



Fotos 42 y 43. Dos secuencias de la rotura de la viga 7M.II.

10. CONCLUSIONES FINALES

El trabajo que presentamos se refiere a un estudio de mejoramiento de piezas de hormigón armado solicitadas a flexión simple. Para su desarrollo han sido ensayadas, hasta situación de rotura, una serie de vigas diseñadas y fabricadas a tales efectos. Los resultados obtenidos, y un análisis exhaustivo de su comportamiento, nos han permitido adoptar las conclusiones que a continuación se emiten, al tiempo que poner de manifiesto algunas indicaciones que podrían paliar los singulares fallos que se han producido y que serían objeto de otro trabajo.

— El mejoramiento de vigas que han visto mermada su capacidad resistente como consecuencia de haberse producido una considerable *baja de calidad* en el hormigón, de acuerdo con el sistema de refuerzo Tipo I, ha resultado ser del todo *adecuado*.

Los resultados obtenidos en los ensayos han puesto de manifiesto que, a efectos que exclusivamente competen a las condiciones resistentes de las vigas, la calidad resistente del hormigón tan sólo implica

a la zona situada por encima de la *fibra neutra*, en el estado límite último de agotamiento.

Se ha podido comprobar, además, cómo un vaciado del hormigón que se iba a restituir, mediante un picado por golpeo con martillo eléctrico, no ha comportado ningún inconveniente para el adecuado comportamiento de la pieza.

Si acaso, la única precaución adicional que se debe tener en cuenta, habida cuenta de la escasa calidad del hormigón de recubrimiento, consistiría en la adecuación de las condiciones de durabilidad de la pieza, a partir de cualquier actuación de protección contra la agresión externa.

— Para aquellas vigas en las que se ha producido una merma resistente, consecuencia de un *error en la disposición de armaduras en tracción*, un mejoramiento fundamentado en el sistema de refuerzo Tipo II resultaría totalmente adecuado.

En nuestra opinión, al margen de que los resultados obtenidos han sido del todo satisfactorios, el

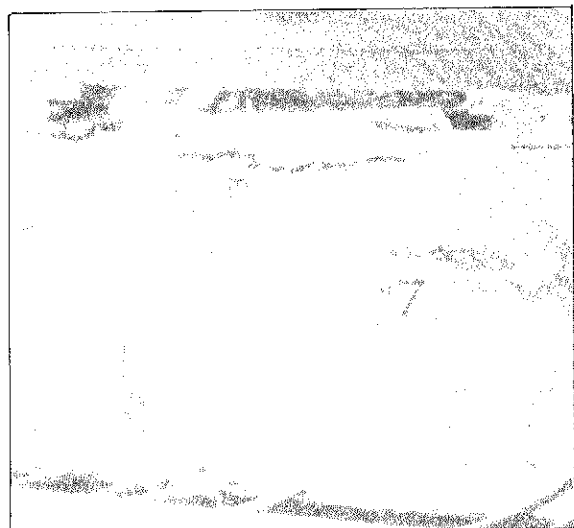


Foto 44. Viga 7, prerrotura.



Foto 45. Viga, 7, rotura.

mencionado sistema debería contemplar algunas *actuaciones adicionales* que sin duda garantizarían, aún más, el adecuado comportamiento de las piezas así reforzadas. En cambio, otras, por inoperantes, podrían ser obviadas sin que por ello se viese mermada su capacidad resistente.

— En primer lugar, conviene indicar que el tratamiento con *adhesivo epoxi*, en la superficie de contacto entre hormigón fresco y endurecido, ha resultado poco menos que inoperante, razón por la que consideramos podría prescindirse de su aplicación.

— La superficie de contacto entre ambos hormigones, siempre que sea posible, deberá ser tratada mediante picado, bien a base de *abujardado* con martellina, o, mejor aún, con proyección de *chorro de arena* o *agua* a presión. Además, dicha superficie, será todo lo extensa que las condiciones de la pieza que se va a reforzar, lo permita.

— Consideramos imprescindible, para el adecuado comportamiento de la pieza, que los *anclajes de las armaduras suplementarias* se efectúen en zonas comprimidas. Cualquier precaución adicional en la ejecución de los citados anclajes, aplicación de morteros especiales, esmerada limpieza en los taladros de alojamiento, disposición adecuada de los pernos de anclaje, etc., irán en beneficio de la eficacia del sistema.

— Resultaría muy conveniente, aunque no imprescindible, que los recrecidos laterales de hormigón, donde se alojarán las armaduras suplementarias, se encuentren *coaccionados* por cualquier elemento estable (la placa de forjado podría ser uno de ellos), de forma que se pueda evitar la natural tendencia a adquirir la posición original, de toda barra sometida a tensión de tracción. Estas actuaciones colaborarían eficazmente en la obtención de tensiones en las armaduras, superiores al límite elástico, lo que comportaría *ganancias de seguridad* a rotura.

— Por último, interesa señalar que el sistema de mejoramiento indicado resulta igualmente adecuado para *vigas descolgadas* que para *vigas planas*. La única diferencia apreciable consistiría en la aplicación, o no, de los pernos de anclaje para sujetar las armaduras suplementarias. Para sujetar estas armaduras, en el caso de vigas planas, se utilizarían las armaduras del propio forjado, y en vigas descolgadas los citados pernos.

Finalmente, y aún no estando estrechamente relacionado con el estudio que nos ocupa, conviene señalar dos interesantes consideraciones.

Una de ellas se refiere al comportamiento en rotura de las vigas 4R.II y 4R.III —véase foto 46— y a la posibilidad de *acometer refuerzos* mediante actuaciones fundamentadas en el *pretensado*, técnicas de las que tenemos conocimiento, a partir de diversos tratados consultados, de haberse empleado con éxito.



Foto 46. Viga 4R.III.

La otra, a la concordancia entre los resultados obtenidos en los ensayos, en relación con la pérdida de seguridad experimentada por las piezas alteradas como consecuencia de las variaciones resistentes de los materiales, y los que corresponden al estudio, efectuado en tal sentido, por J. Calavera. (véase Gráfico 7).

II. AGRADECIMIENTOS

Deseamos expresar nuestro particular agradecimiento al Colegio Oficial de Arquitectos de la Comunidad Valenciana, Demarcación de Alicante, que, con su colaboración técnica y financiera, ha hecho posible la realización del trabajo que presentamos.

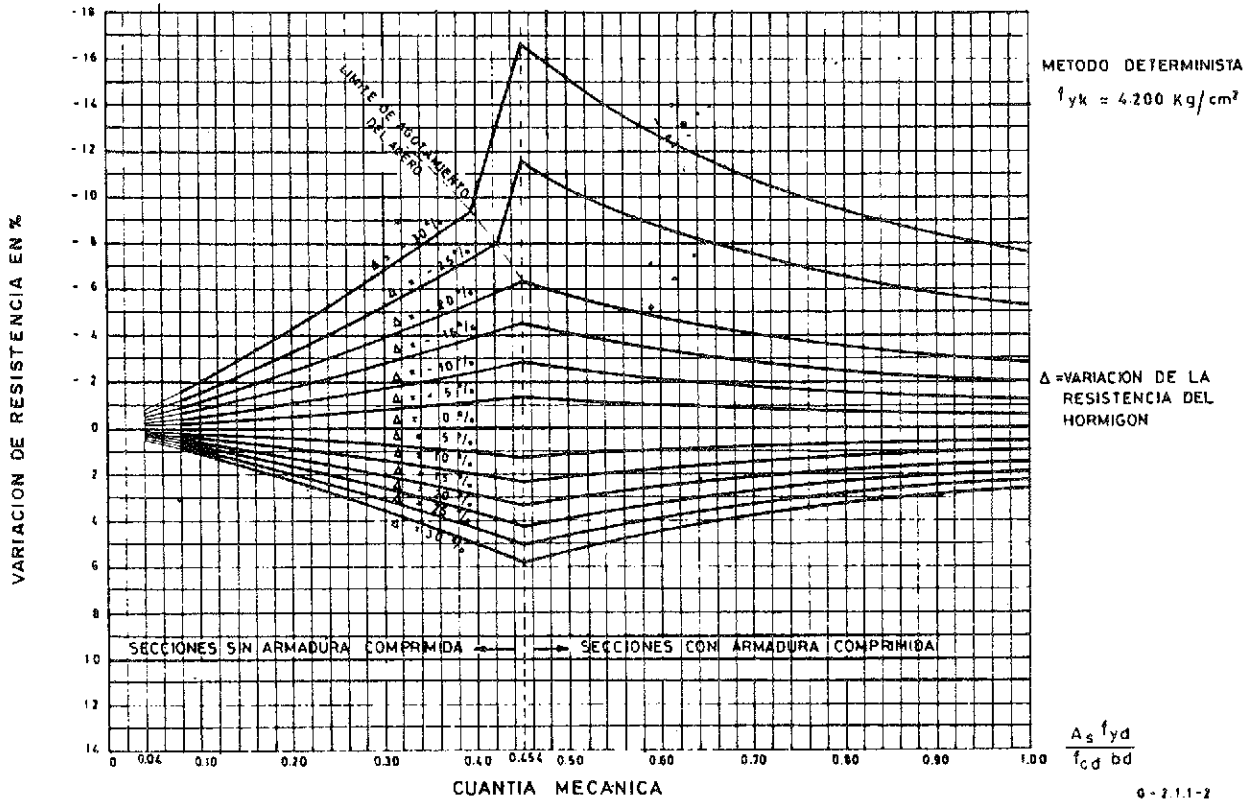
Queremos igualmente manifestar nuestro agradecimiento a una serie de organizaciones y personas que nos han prestado su desinteresada e inestimable colaboración:

Al Instituto Técnico de la Construcción S. A., que ha prestado la maquinaria y equipamiento para la realización de los ensayos, a Pioneer Concrete Hispania, S. A., que ha suministrado el hormigón para la fabricación de las vigas, a Forjados y Derivados, S. A., que nos ha proporcionado la ferralla y a la empresa Bettor, S. A., que nos suministró los adhesivos epoxi.

A D. Juan José Castillo Rodríguez, que se ha encargado de la fabricación de las vigas, a D. Pascual Vidal Rumbau y D. Lázaro Merino Sirvent, que se han ocupado del revelado y reportajes fotográficos.

Al Ingeniero Técnico de Obras Públicas, D. Jorge Moltó López y los Ingenieros de Caminos D. Manuel Baeza Asín y D. Eduardo Tomás López, por su participación y colaboración en los ensayos y en la redacción del trabajo.

FLEXION SIMPLE - INFLUENCIA DE LA VARIACION DE RESISTENCIA DEL HORMIGON



FLEXION SIMPLE INFLUENCIA DE LA VARIACION DE RESISTENCIA DEL ACERO

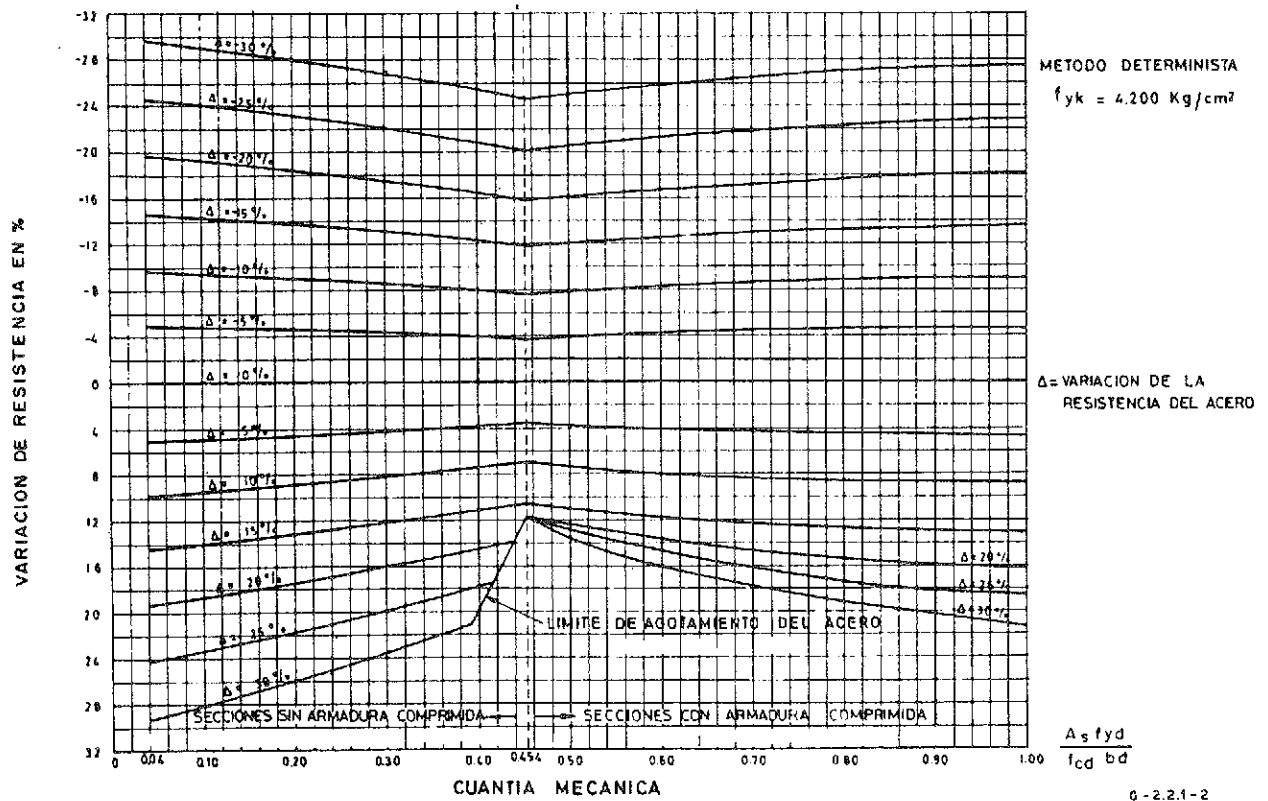


GRAFICO 7.

12. REFERENCIAS

Instrucción española para el Proyecto y Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado, EH-88.

Código Modelo C.E.B.-F.I.P., para las Estructuras de Hormigón.

J. CALAVERA. Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado para Edificios.

J. CALAVERA, E. GLEZ VALLE, A. DELIBES, J. M. IZQUIERDO. La influencia de la relación entre la tensión de rotura y el límite elástico de las armaduras sobre el comportamiento a flexión de las piezas de hormigón armado. (Informes de la Construcción, 122).

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

J. CALAVERA. Influencia de las variaciones resistentes de los materiales y de las variaciones dimensionales de las piezas de hormigón armado, sobre su capacidad resistente.

I. SIRVENT y M. DE LA CRUZ. Análisis experimental de la seguridad global en piezas de hormigón armado.

MONTOYA, MESEGUER, MORAN. *Hormigón Armado*.

J. L. RAMÍREZ ORTIZ Y J. M. BARCENA DÍAZ. Problemática resistente de la construcción en hormigón armado.

M. FERNÁNDEZ CANOVAS. Refuerzo de elementos estructurales mediante encolado de bandas de acero con resinas epoxídicas.

M. FERNÁNDEZ CANOVAS. Patología y Terapéutica del Hormigón Armado.

RESUMEN

El hecho de que durante la ejecución de una obra de hormigón se produzcan una serie de alteraciones, resistentes y dimensionales, respecto a las especificaciones de proyecto, exige, en determinados casos, sean mejoradas las condiciones resistentes de una estructura en general, o parte de ella.

Existen diversos trabajos e investigaciones en relación con el mejoramiento de piezas estructurales de hormigón (vigas, forjados y pilares). Mientras unos se basan en aumentos de la sección de la pieza, a partir de recrecidos de hormigón, otros, lo hacen mediante disposición de chapas encoladas, e incluso introduciendo armaduras, en el interior de la pieza, de forma que no se produzcan alteraciones dimensionales en las secciones originales.

Condicionantes de tipo estético, funcional, económico, de durabilidad, inaccesibilidad, etc., ha-

cen necesaria la existencia de diversas alternativas en relación con las posibilidades de acometer una obra de refuerzo o mejoramiento.

Así, por ejemplo, no siempre resulta posible aumentar el canto y, o la anchura de una viga mediante recrecidos de hormigón armado, ya que ello puede alterar las condiciones funcionales de la obra (*), como tampoco la disposición de chapas encoladas, por requerirse unas determinadas condiciones resistentes de la pieza que se va a reforzar (**). A veces, resulta inviable la actuación sobre cualquiera de los planos de un forjado, superior o inferior, sin menoscavo de producir daños o deterioros que harían irrecuperable el aspecto estético original. Todo ello parece confirmar la necesidad de poder elegir, entre varias opciones, el sistema de refuerzo que, para cada caso concreto, resulte más adecuado.

El trabajo que presentamos es abierto y corresponde al primero de una serie que trata sobre diversos sistemas de mejoramiento de piezas de hormigón armado. Fundamentalmente, se refiere a dos modalidades de refuerzo de vigas, de forma que en ningún caso se altere el canto de la pieza original, habiendo considerado que la decisión de refuerzo ha estado originada por dos circunstancias distintas, baja de resistencia en el hormigón y *baja de calidad en el acero*.

A partir de los resultados experimentales obtenidos en la investigación, hemos podido comprobar que, en unos casos, se ha restituido íntegramente la capacidad resistente de la pieza patrón original, mientras que, en otros, tan solo hemos conseguido mejorarla. En cualquier caso, hemos sacado conclusiones interesantes dignas de tenerse en cuenta.

En primer lugar, se ha podido determinar en qué circunstancias y por qué motivos se han producido fallos en el adecuado comportamiento de las piezas reforzadas. En otro orden de cosas, hemos podido comprobar cómo determinadas actuaciones, por superfluas, han presentado escasa incidencia, o colaboración, respecto a la mejora conseguida.

En definitiva, hemos pretendido aportar otras alternativas, a partir de nuevos sistemas de refuerzo, que sin duda contribuirán a la ampliación del campo de opciones encaminadas a la restitución de la capacidad resistente de una pieza o, al menos, a proporcionarle una mejora.

SUMMARY

The fact that during the execution of a concrete building a series of resistant and dimensional alte-

(*) Problemática resistente en el Hormigón Armado: Origen, detección y remedios.
J. L. Ramírez Ortiz y J. M. Barcena Díaz.

(**) Refuerzo de elementos estructurales mediante encolado de bandas de acero con epoxídicas.
M. Fernández Cánovas.

rations are generated with respect the resistant conditions of a structure in general or part of it should be improved.

There are several works and investigations related to the improvement of structural parts of reinforced concrete. While some of them are based in increasings of the piece section, others are based in stuck metal plats disposition and to insert reinforcing bars inside the piece, so that not producing dimensional alterations in original sections.

Considerations of aesthetic type, economical, functional, durability, inaccessibility, etc., make necessary the existence of different choices related to the possibility of undertaking a reinforcing or improving work.

The work we show is refered to two types of reinforcing of beams, so that in any case the edge

of the original piece is not altered, having considered that the reinforcing decision has been originated by two different circumstances, low strength in the concrete and low quality in the steel.

In the tests that we have carried out, we managed verify the following aspect. In some cases, the strong capacity of the original model piece has been completely returned. In others, we only have managed improve it. We have been able to determine in what circumstances and for what reasons fails have been produced in the accurate conduct of the reinforced pieces and why determined actuations, as superfluous, have showed low incidence, or collaboration with respect the obtained improving.

In conclusión, we have tried to bring other options, that without doubt, will contribute to the enlargement of the field of chances guided to the restitution of the resistant capacity of a concrete piece.

* * *

SEMINARIO EUROPEO EL FACTOR HUMANO EN LOS ACCIDENTES

OBJETIVOS

Los Factores Humanos están presentes en los accidentes de todo tipo. Su medición y evaluación, así como las técnicas para evitarlos y prevenir su repetición, pueden contribuir decisivamente en la mejora de las condiciones de seguridad en las empresas de la CEE.

Los participantes en el Seminario se familiarizarán con los métodos de actuación en fiabilidad humana y prevención de errores, y desarrollarán sistemas y programas efectivos de Factores Humanos para la disminución de los índices de accidentabilidad.

FECHAS

30 y 31 de octubre de 1991.

LUGAR

Hotel de la Reconquista
Gil de Jaz, 16
33004 OVIEDO (Asturias)

PROFESIONALES INTERESADOS

Dirigido especialmente a directores de personal, directores de seguridad y profesionales con

experiencia y responsabilidad en el área de las condiciones de trabajo: ingenieros, médicos, psicólogos, responsables de recursos humanos, prevención, ergonomía y salud laboral de los distintos estados miembros.

PRINCIPALES SECTORES

El Factor Humano juega un papel fundamental en la seguridad y en los accidentes en: siderurgia, industria química, minería, obra pública, transporte, construcción, nucleares, eléctricas y acontecimientos que conllevan aglomeración de masas.

PRINCIPALES CONTENIDOS

Fiabilidad humana
Evacuación
Conductas inseguras
Formación-información
Reconocimiento de riesgos
Factores humanos y ergonomía
Comportamiento humano frente al riesgo

Los interesados deberán dirigirse a:
El Factor Humano en los accidentes
Calle Viaducto Marquina, 6-bajo dcha.
33004 OVIEDO (Asturias)
Tel.: (98) 523 59 54
Fax: (98) 527 38 32

Rehabilitación de depósitos cilíndricos de hormigón pretensado

Enrique Fagoaga
Otilio Jiménez
Hormigones Proyectados, S.A. (HPSA)

INTRODUCCION

El tema que se va a desarrollar se refiere a la rehabilitación de depósitos cilíndricos de hormigón pretensado.

Se trata de un conjunto de depósitos, de capacidades variables entre 8.000 y 15.000 m³, construidos durante la década de los 70, a los que se ha procedido a su rehabilitación por parte de nuestra empresa HPSA.

TIPOLOGIA

La tipología general, común a todos ellos, consiste en una estructura cilíndrica de hormigón armado, a la que exteriormente se coloca la armadura activa, alrededor del muro, mediante un devanado con arrollamiento helicoidal continuo. La armadura queda a la intemperie, circunstancia que obliga a la proyección final de un revestimiento de mortero que actúa como enlucido protector, con el fin de evitar la corrosión.

DAÑOS

Ya sea debido a la carbonatación del hormigón dado el tiempo transcurrido, ya sea por no darle la importancia debida al mortero de acabado, el caso es que, en todos los depósitos estudiados, ha habido una corrosión de la armadura que ha dado lugar a la aparición de fisuras y al posterior desprendimiento de trozos de la capa de mortero. (Foto n.º 1).



Foto 1.

Al no tomarse medidas correctoras por parte de la Propiedad al notar los primeros síntomas de fisuración, el proceso ha evolucionado siguiendo una curva exponencial, hasta llegar a producirse la rotura de la armadura activa (Foto n.º 2), lo que dió lugar a que se alcanzara

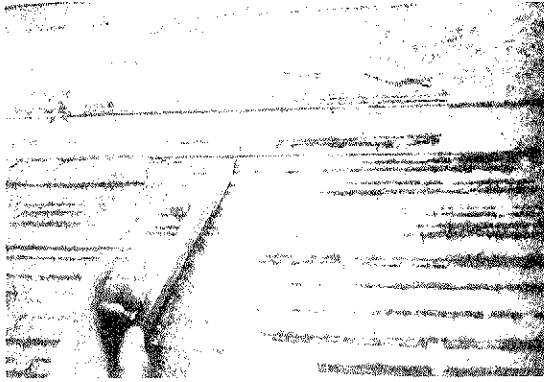


Foto 2.

el estado límite último de utilización, quedando las estructuras fuera de servicio. Fue entonces cuando la Propiedad solicitó a HPSA que procediera al estudio y reparación de las mismas.

ESTUDIO

Se realizó una inspección visual y se comprobó que, tanto las dimensiones como el tipo y número de armaduras, se ajustaban al proyecto que sirvió de base a su ejecución. Se recalculó la estructura con el fin de comprobar, como así sucedió en todos los casos, que no se trataba de un fallo de proyecto.

Del estudio de soluciones, se sacaron dos conclusiones fundamentales. La primera y principal era que no debía dejarse la responsabilidad de la durabilidad y seguridad de la estructura, sólo a la capa de mortero de protección, por lo que habría que diseñar las armaduras activas de forma que no sufrieran alteraciones ante posibles carbonataciones o humedades por fallos estructurales; para ello se optó por utilizar tendones de monocordón no adherentes, los cuales van engrasados y protegidos mediante una vaina de material plástico; con ello dábamos la máxima seguridad a la armadura activa. La segunda conclusión a la que se llegó fue que había que darle la importancia que realmente tiene la ejecución de la capa de mortero de recubrimiento, con el fin de evitar en lo posible su fisuración y carbonatación.

Para evitar su fisuración se decidió usar, como recubrimiento, un mortero proyectado con fibras de poliuretano, con el fin de ayudar a coser y limitar las posibles fisuras. También habría que cuidar en la puesta en obra, la relación agua/cemento, de forma que no pasara de 0,35.

EJECUCION

Una vez realizados estos estudios, se procedió

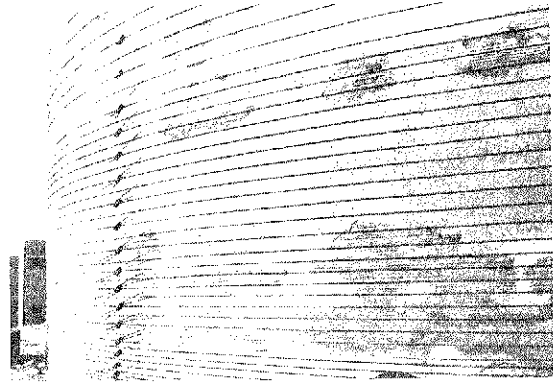


Foto 3.

a su ejecución. Para ello, en primer lugar se saneó la capa de mortero (Foto n.º 3), eliminando todas las zonas alteradas; posteriormente, se colocó, como armadura activa, una serie de tendones de monocordón no adherentes, autoprotectidos, de 0,6", según la disposición dada por los cálculos (Fotos n.º 4 y 5).

La sustentación y nivelación de los tendones sobre el paramento exterior de la estructura, se ha realizado por dos métodos distintos; en un caso, como muestra la Foto n.º 6, se colocaron unas platabandas metálicas que sirvieron de guía; en otros casos, se optó por aplicar un cemento de fraguado rápido, que sujetara la vaina al paramento.

Se colocaron cuatro zonas de anclaje en las que se amarraban los tendones dos a dos, alternativamente, con el fin de igualar las pérdidas de tensión.

El manguito de apriete está formado por un corrector y dos cuñas en las que se anclan los extremos opuestos de cada tendón (Foto n.º 7). Con este sistema, el gato se aplica directamente sobre el conector y puede darse la tensión requerida a cada uno de los tendones, sin necesidad de tener que realizar pilastras, ni hacer refuerzo de armaduras para absorber la concentración de tensiones, ya que éstas no existen.

La operación de tesado se ejecutó en dos fases: primero se dió un 50% de la tensión total a todos los tendones y posteriormente se tesaron al 100%.

Para conocer el orden de tesado, se utilizó un programa de cálculo, con el fin de determinar cual era aquél que producía menores momentos flectores verticales en las fascas intermedias de la operación de tesado; nos basamos también en un estudio que sobre el orden de tesado de depósitos pretensados, había realizado la Escuela de Caminos de Barcelona, en convenio con nuestra empresa HPSA. El más favorable resultó ser aquél que seguía la Ley de momentos flectores verticales debidas a la carga de agua, de menor a mayor.

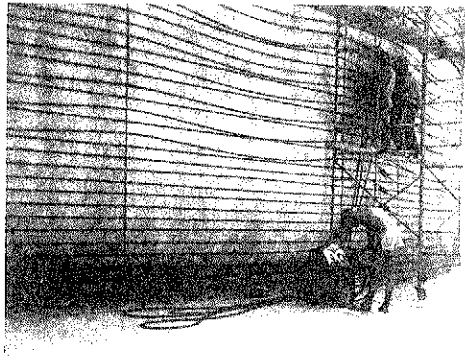


Foto 4.

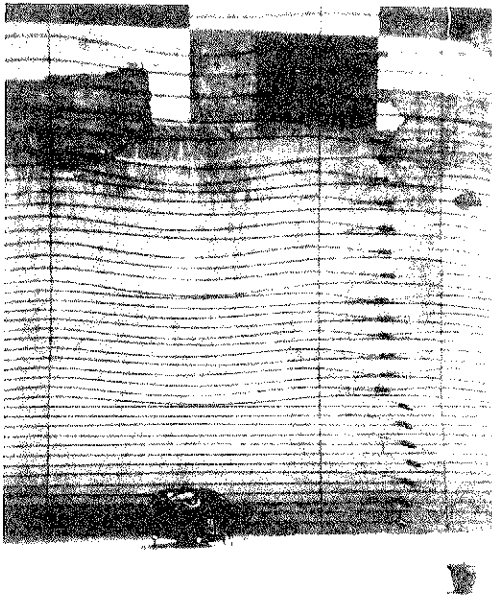


Foto 5.

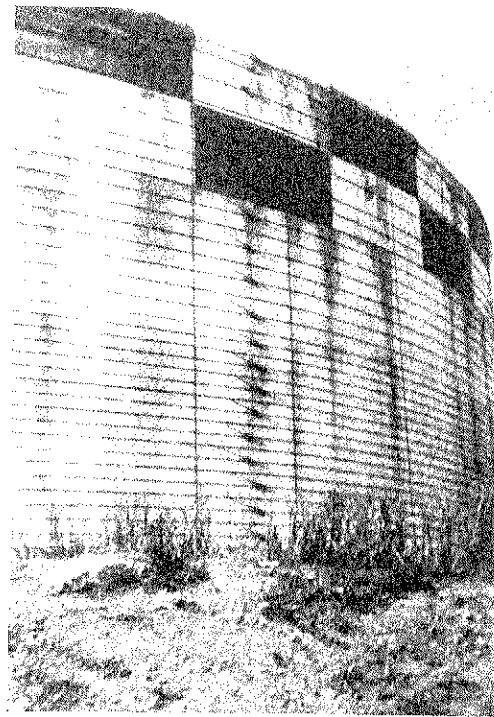


Foto 6.

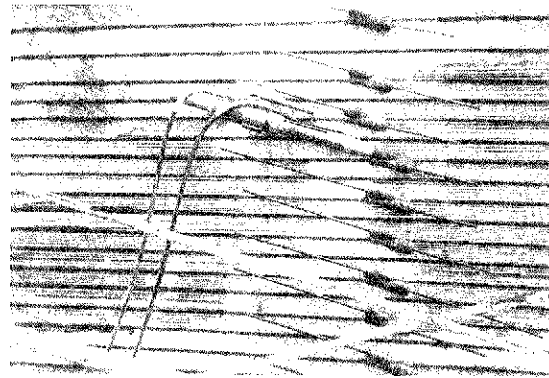


Foto 7.

A todos los tendones se les dió una tensión equivalente al 75% de su carga de rotura, lo que se traducía, en el manómetro de la estación de tesado, en un valor de 480 Kp/cm^2 .

Se llevó un control de alargamientos, con el fin de comprobar los valores teóricos con la realidad, siendo los resultados plenamente satisfactorios.

Una vez puesta en tensión la estructura, se procedió a la reparación del interior del vaso. Tras una limpieza de la superficie mediante chorro de agua a presión, se realizó un revestimiento del interior mediante una capa de hormigón proyectado, de 5 cm de espesor. Esta se ejecutó en dos capas; en la primera se aplicaron como aditivo fibras de poliuretano, en propor-

ción de 1 Kg/m^3 , con el fin de coser las posibles fisuras por retracción; posteriormente, se le dió una capa sin fibras para lograr una textura de acabado, más fina (Fotos n.ºs 8 y 9).

Una vez terminada esta fase, se procedió al llenado del vaso para comprobar su impermeabilidad y conseguir que la aplicación posterior del mortero de recubrimiento exterior no se viese afectada por la dilatación del vaso, lo que habría podido dar lugar a la aparición de fisuras en el recubrimiento recién acabado.

Finalmente, se procedió a la proyección de una capa de mortero en el paramento exterior, con el fin de proteger aún más a la armadura activa.



Foto 8.

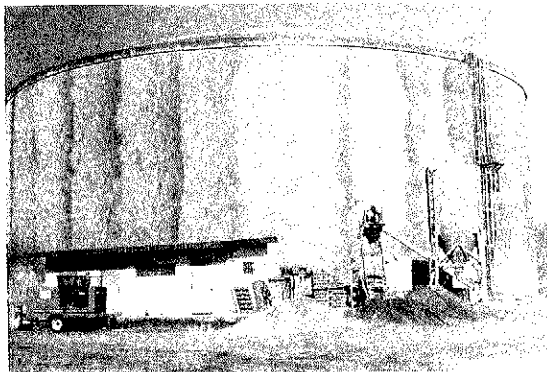


Foto 9.

Se ejecutó en dos fases; en la primera se agregaron como aditivo, fibras de poliuretano, en la misma proporción que en el recubrimiento interior del vaso, y la segunda capa se ejecutó sin fibras, para conseguir una textura más fina.

En todos los casos, la solución ha dado resultados muy positivos, dado que no se apreció la

aparición de ningún poro, ni exteriormente se apreciaron fisuras en el mortero de protección.

RESUMEN

Se trata de la rehabilitación de depósitos cilíndricos de hormigón pretensado, en los cuales ha habido una corrosión de la armadura activa (formada por un devanado de tendones con arrollamiento helicoidal continuo) capaz de ocasionar la parcial o total inutilización de los depósitos, como tanques para almacenamiento de agua.

La solución realizada ha sido la sustitución de dicha armadura activa por una serie de tendones de monocordón, no adherentes, autoprotectidos, de 0,6", colocados según la disposición dada por los cálculos. Como protección suplementaria se revistieron estos tendones con 5 cm de hormigón proyectado. Igual tratamiento se realizó en la cara interior, añadiendo al hormigón proyectado fibras de poliuretano.

SUMMARY

In this article on describe the rehabilitation of some circular pre-stressed concrete tanks used as water storage tanks, that had been partially or completely taken out of service as a result of the corrosion of the prestress reinforcement (a continuous helix of tensioned wire) placed in the outer walls of the concrete structural member.

This problem has been solved by replacing the continuous helix of tensioned wire, with a series of 0,6" single strand steel tendons, positioned according to calculations made. An additional protection, in the form of 5 cm of pneumatically applied concrete, has been given to the tendons. Similar treatment is given to the inside walls of the tank. Glass fibre is mixed with the pneumatically-applied concrete.

* * *

FICOP VUELVE AL MUNDO FERIAL DE LA MANO DE IFEMA

La primera edición de la Feria de Maquinaria para Construcción, Obras Públicas, Minería y Manutención (FICOP), se celebrará desde el 24 al 27 de octubre de 1991, en el Parque Ferial Juan Carlos I.

A FICOP 91 acudirán más de 200 expositores directos, que ocuparán 40.000 m² (30.000 m² interiores y 10.000 m² exteriores) en los pabellones 5, 6, 7 y 8, y en la zona exterior de los pabellones 5, 7 y 8.

El Certamen, que se convocará cada dos años, está destinado exclusivamente a visitantes profesionales.

Los interesados deberán dirigirse a:

IFEMA
Apartado de Correos 11011
28080 MADRID
Tel.: 470 10 14
Fax: 470 22 53

Los edificios de altura de Alicante y Benidorm

Florentino Regalado
Departamento de Construcción de CYPE Ingenieros
Departamento de Construcciones Civiles de la E.U.P.A.

Es un hecho notable y de todos conocido, que la provincia de Alicante, con relación a las restantes provincias españolas y en los tiempos presentes, ocupa un lugar puntero en la construcción de viviendas, superada ligeramente por las provincias de Madrid y Barcelona.

Quizá lo que ya no sea tan conocido, es el hecho de que las especialísimas circunstancias de urbanismo que hasta no hace mucho imperaban en Alicante y todavía imperan en Benidorm, han posibilitado el poder construir unos edificios, ciertamente singulares y, si nuestra información es completa, batiendo los records de esbeltez de los edificios más altos del mundo entero.

Nuestra oficina, CYPE Ingenieros, ha tenido la enorme fortuna, hablando a nivel puramente técnico, de participar en el diseño, análisis y construcción, de las estructuras de los edificios más destacados en cuanto a su altura se refiere, que ha permitido construir el urbanismo mencionado en Alicante y Benidorm, especialmente en este último.

La historia y descripción de la evolución de las estructuras de estos edificios, es muy breve y sencilla.

Los primeros edificios de altura, que superaban las 20 plantas, como el Apartahotel de Alicante, fueron construidos con estructuras

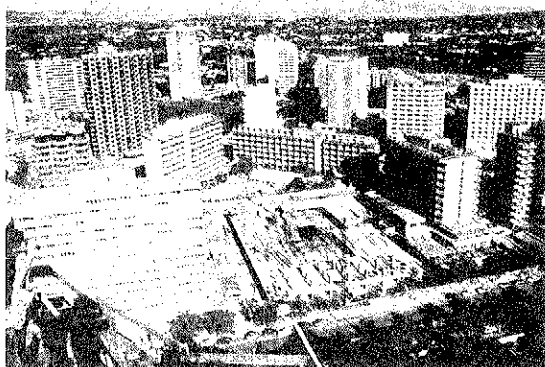


Foto 1. Panorámica parcial de Benidorm desde Torre Levante.

No es nuestra intención discutir la bondad o maldad de este urbanismo, tan criticado, que permite realizar estas construcciones; solamente nos limitamos a informar, para el que no lo sepa, que las personas que viven en estos edificios están contentas, están rodeadas de luz, aire y sol, disponen de un recinto ajardinado con su piscina y, la panorámica que disfrutan desde sus terrazas cuando amanece y anochece es ciertamente envidiable.

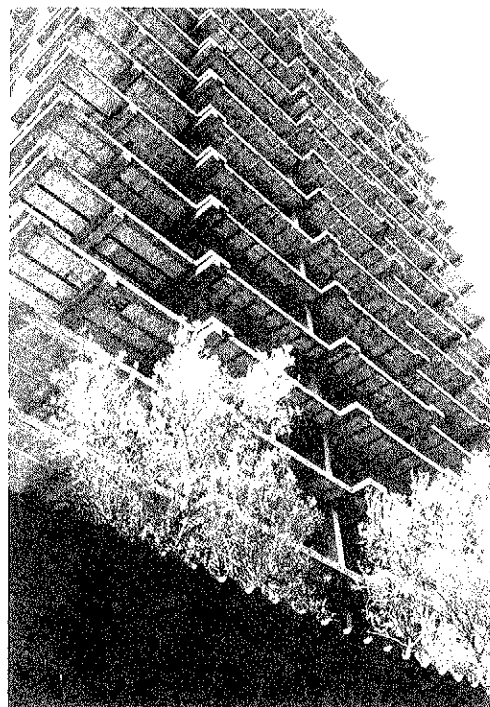


Foto 2. Estructura tradicional de vigas descolgadas, viguetas y bovedillas.

metálicas. El coste del acero laminado, el miedo al fuego, la conservación y, sobre todo, los movimientos horizontales que experimentan estos edificios, al no poderse arriostrar suficientemente por problemas básicamente de tipo funcional, (no debe olvidarse que son edificios levantados en solares pequeños y destinados a viviendas), nos obligó a desarrollar al máximo posible, la tecnología convencional de las estructuras de hormigón armado tradicionales que dominaban los constructores locales de tipo medio.



Foto 3. Conjunto Residencial Tobago.

Las primeras estructuras de hormigón que empezaron a construirse, estaban configuradas a base de pórticos con las vigas descolgadas y forjados de tipo tradicional de viguetas y bovedillas de aligeramiento.

El buen comportamiento que tuvieron estas primeras estructuras, nos permitieron ir arañando centímetros a los cantos de las vigas y comprobando que los edificios seguían comportándose muy bien frente al viento.

El descubrimiento del forjador reticular en los años 70 por una empresa local de estructuras llamada ECISA, rápidamente imitada por las restantes, hizo posible que comenzáramos a colocar este tipo de forjados en vez de vigas, ampliando su campo de aplicación a los edificios de altura.

Actualmente el forjado reticular en Alicante es, indiscutiblemente, el forjado rey por excelencia debido a su funcionalidad y economía.

Nuestros primeros pasos con el forjado reticular en los edificios de altura, no estaban exentos

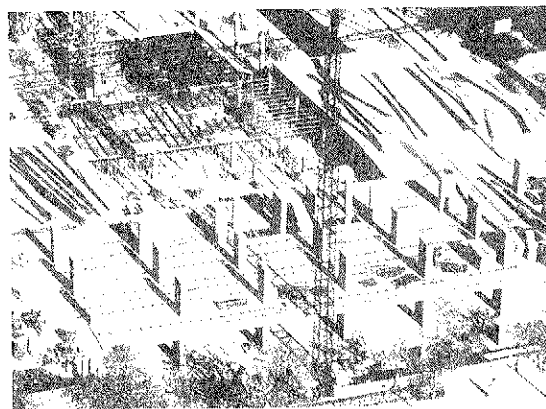


Foto 4. Planta típica con forjado reticular y pilares apantallados.

de un cierto temor, rápidamente superado al comprobar cómo pasaban magníficamente la prueba de los vientos que superaban los 100 km/h, sin problemas de tipo alguno.

Pronto pudimos darnos cuenta, que podíamos construir estructuras muy económicas, de 18 y 20 plantas, empleando pilares apantallados de valor medio 0,3 x 1,50 con resistencias superiores a las clásicas de 175 kp/cm², con un forjado reticular de canto 27 cm, haciéndolo trabajar conjuntamente con los mismos.

Para nosotros, los edificios TOBAGO, levantados en la playa de San Juan, supusieron un magnífico laboratorio para demostrar lo dicho anteriormente, y poner de manifiesto a los constructores locales, que el abandonar la resistencia tradicional de 175 kp/cm² para el hormi-

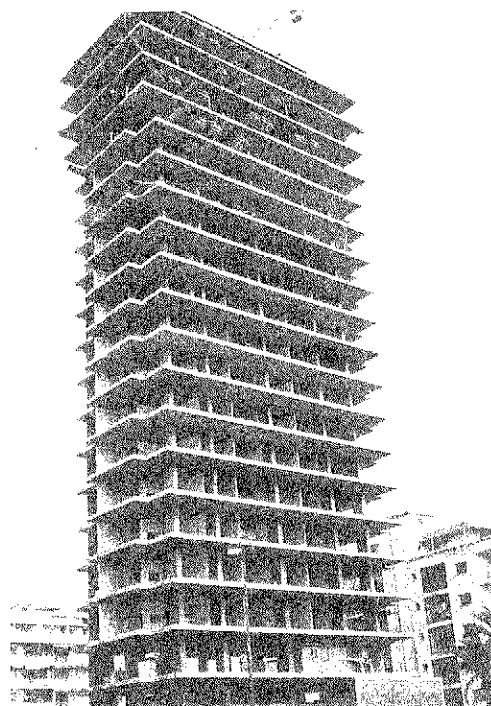


Foto 5. Edificio El Cachirulo.

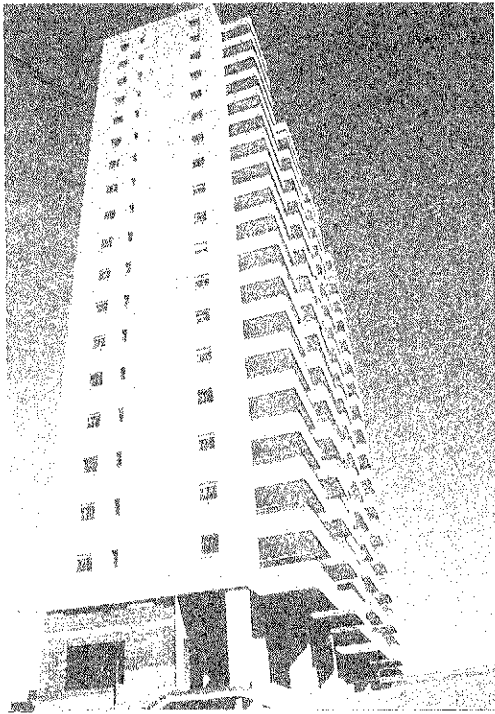


Foto 6. Edificio Cobablanca-32

gón, en favor de resistencias mayores, resulta más económico para este tipo de edificios.

El primer edificio TOBAGO se construyó con un hormigón H-175 y el segundo, se recalculó de nuevo con un tímido H-225, resultando más económica la estructura; ambos están en servicio sin incidencias. El primero fue construido por la empresa NESA, ya desaparecida, y el segundo



Foto 7. Edificio Entrecalzas

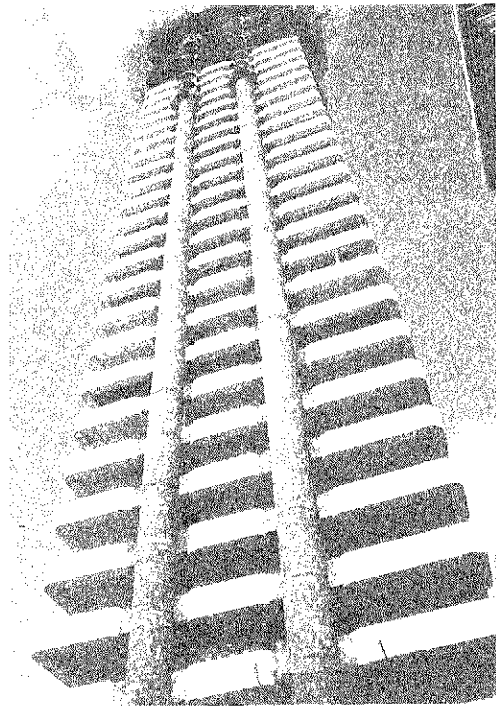


Foto 8. Torre Levante.

por la empresa ECISA. El arquitecto fue José A^o Jordá.

El esquema estructural de pilares apantallados colocados en las divisiones de las viviendas, trabajando conjuntamente con un forjado reticular, lo hemos repetido sistemáticamente en una serie de edificios, sin que hasta la fecha hayan presentado problemas.

La foto nº 4 refleja a la perfección la planta tipo del esquema estructural mencionado y las fotos nº 5, 6 y 7, representan un conjunto de edificios resueltos con el mismo. Los arquitectos de estos edificios fueron Ricardo Llacer y Juan Guardiola; las constructoras SERPIS y ECISA.

La esbeltez de estas estructuras comprendida entre 5 y 7, y sin pretender comparar lo no comparable, se sitúa en el mismo rango de las esbelteces de los rascacielos americanos.

A título meramente anecdótico, el World Trade Center de New York posee una esbeltez de 6,5 y el John Hancock Center de Chicago la tiene de 6,70.

Mientras rutinariamente construíamos edificios con el sistema descrito, tuvimos ocasión de proyectar la estructura de un edificio pequeño en la Playa de San Juan, de 14 pisos y 5 m de base, esbeltez 8; donde el forjado reticular, calculado exclusivamente a cargas verticales, demostró que podía perfectamente, de esta forma, transmitir los esfuerzos de viento a las pantallas, haciéndolas trabajar en ménsulas verticales. La única precaución que adoptamos en el forjado y

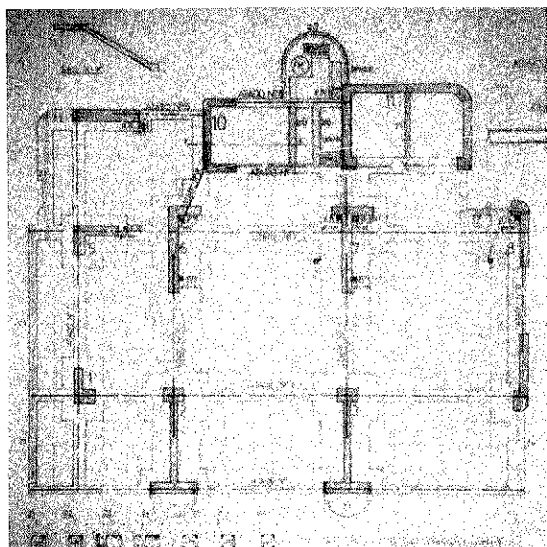


Foto 9. Esquema de planta de Torre Levante.

que hemos generalizado en las estructuras de estos edificios, es la de no cortar totalmente la armadura negativa de los nervios.

Este pequeño edificio nos permitió analizar y estudiar las estructuras, donde todos los esfuerzos debidos al viento se encomiendan exclusivamente a pantallas-ménsulas.

En la línea anterior, pudimos proyectar en colaboración con el arquitecto Carlos Gilardi, un edificio ciertamente singular, como es TORRE LEVANTE (Fotos nº 8, 9, 10 y 11).

TORRE LEVANTE posee una planta de 220 m² y 35 forjados de tipo reticular, con una esbeltez de 9, y fue construido por la empresa local ILEMA.

La forma de las pantallas tuvo que amoldarse al considerable valor del m² que tienen las plantas bajas, cuando éstas se encuentran en primera línea frente al mar.

El escaso tamaño de las mismas nos obligó a tener que arriostrearlas fuertemente en sí, con vigas de piso a piso, en las plantas 1, 8, 18 y 35, conformando una especie de ménsulas Vierendeel, para reducir las deformaciones horizontales a un nivel razonable, comprendidas entre 14 y 18 cm (H/800).

En TORRE LEVANTE, el núcleo de ascensores descentraba la respuesta del edificio al viento, y tuvimos que absorber las torsiones del edificio, con un pórtico en fachada formado por las cabezas de las pantallas perpendiculares a la misma, y una viga de canto 1 m, que se disimulaba formando el parapeto de las terrazas y ayudaba a resistir, con sus prolongaciones, los importantes voladizos de las terrazas laterales.

El edificio lleva más de tres años en servicio sin ningún tipo de problemas.

El auge de la construcción de apartamentos en

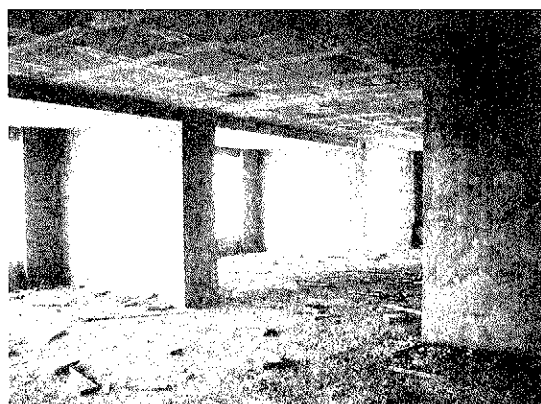


Foto 10. Vista interior de una planta de Torre Levante.

torno a los 50-60 m² en Benidorm, en los tres últimos años, ha impuesto un tipo de edificio modulado a unos seis metros, con el fondo exclusivo para alcanzar la mencionada superficie.

La estructura que a nuestro juicio resuelve estos edificios, es muy simple: Pantallas ménsulas transversales encargadas de recibir todo el viento perpendicular a las fachadas, y un inmenso pórtico longitudinal, de 5 a 6 vanos, donde la viga ocupa todo el ancho del edificio. El forjado siempre es de tipo reticular, con un canto de 27 cm, muy adecuado para las luces de seis metros que poseen. La resistencia característica del hormigón la elegimos entre 225 y 300 kp/cm².

El exponente más representativo que hemos proyectado en la línea anterior lo constituye una de las torres de SOINSA, del arquitecto José Antonio Nombela. Sus pantallas tienen un canto de 8,50 y poseen unas pequeñas alas, necesarias para alojar las armaduras y crear la inercia suficiente frente a las deformaciones horizontales, en definitiva pantallas dobles-I' (Fotos nº 12, 13).

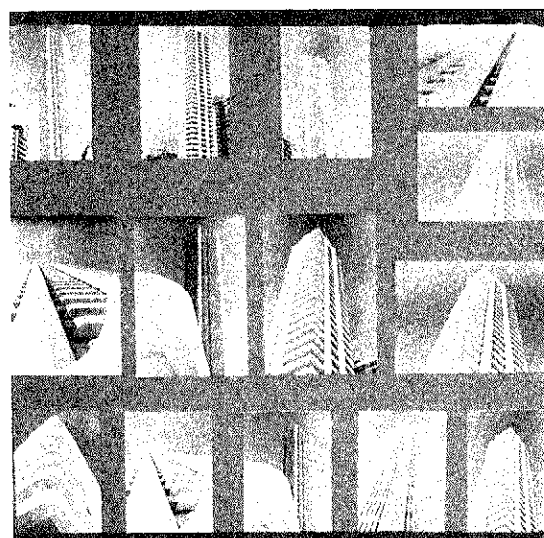


Foto 11. Diversas vistas de Torre Levante.

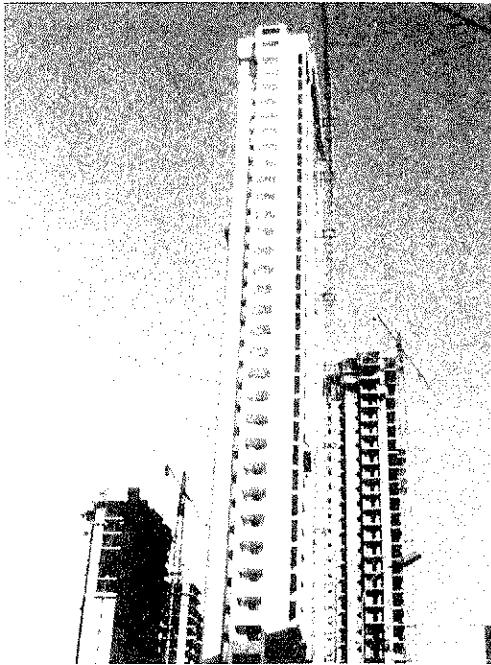


Foto 12. Torre Soinsa.

La TORRE DE SOINSA, posee 38 pisos y con una esbeltez de 13, duplica las esbelteces de los rascacielos americanos. La Torre pequeña posee 28 pisos y una superficie en planta de 180 m². Ambas Torres fueron construidas por la empresa de estructuras ERSA, de Alicante.

El modelo estructural mencionado, lo hemos repetido en unas torres de EDIBESA, proyectadas por el arquitecto Ricardo Llacer, y en el Hotel BALI-III, proyectado por los arquitectos, F. Caudel, R. Luelmo, F. Sanchis y A. Escario, actualmente en fase constructiva (Foto nº 14).

El BALI-III será, si se permite finalmente la construcción de las 50 plantas proyectadas, el edificio más alto de España y un claro ejemplo de lo que puede alcanzarse con una tecnología local constructiva en hormigón armado, muy simple, y con un coste estructural notablemente inferior a TORRE PICASSO de Madrid.

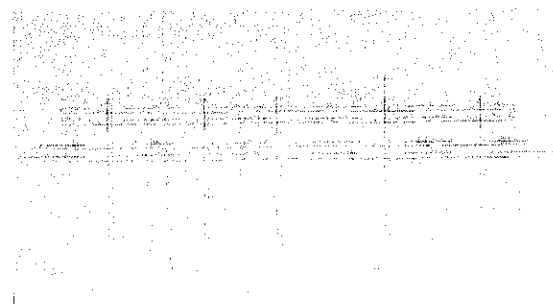


Foto 13. Esquema de planta de Torre Soinsa.

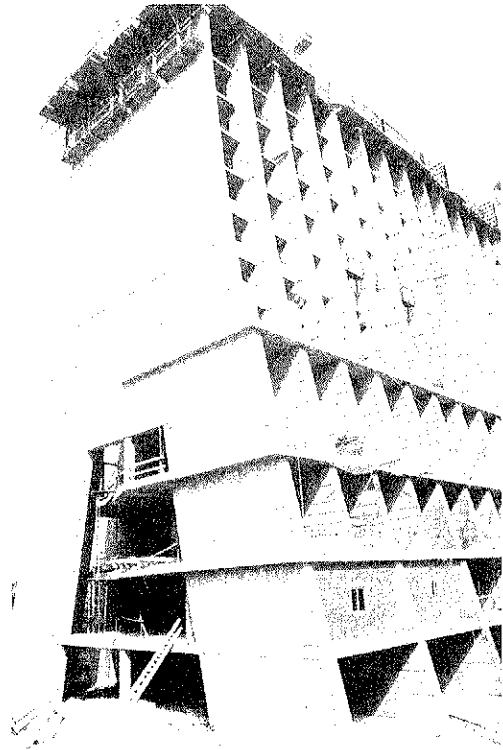


Foto 14. Hotel Bali - III en fase constructiva.

RESUMEN

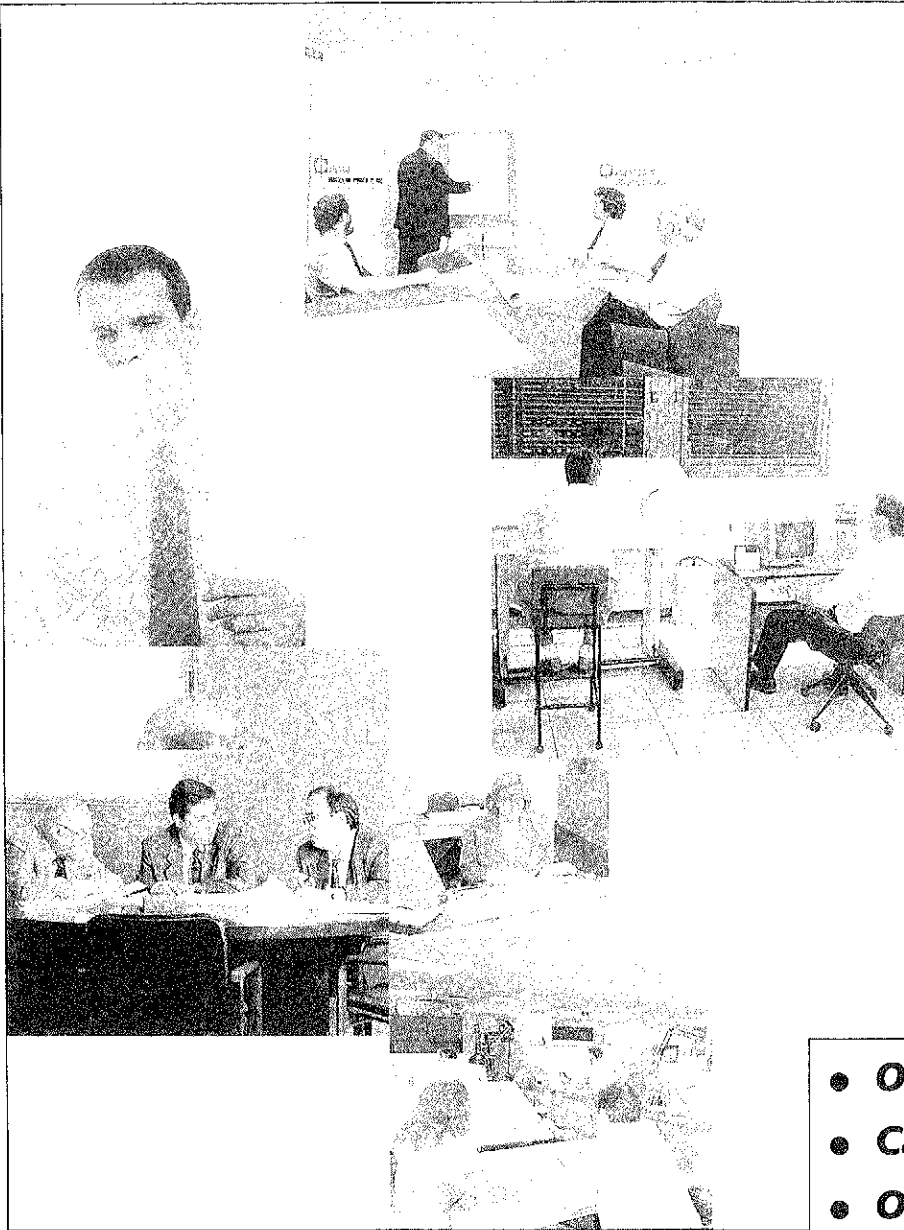
La provincia de Alicante, con una tecnología local muy sencilla, ha puesto a punto un sistema estructural en hormigón armado con forjados reticulares, resolviendo los edificios de gran altura con unos costes económicos muy por debajo de los habituales en otros lugares.

El presente artículo describe brevemente el proceso.

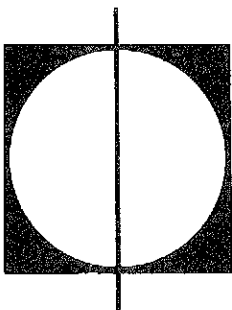
SUMMARY

The province of Alicante, with its simple technology, has put the finishing touch on a structural system of reinforced concrete with a waffle subsystem, solving the problem of high buildings, with very lower costs than in other countries.

The article briefly describes this process.



- **Obras Hidráulicas**
- **Carreteras**
- **Obras Ferroviarias**
- **Puentes y Estructuras**
- **Geología y Geotecnia**
- **Obras Marítimas**
- **Edificación**
- **Obras Industriales**
- **Medio Ambiente**



IBERINSA

IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A.

Avenida de Burgos, 25. 28036 MADRID. Tel. (91) 766 26 00
Telex. 49391 - IBEI E. FAX (91) 302 37 41 / 767 29 86

Puentes compuestos, continuos, con pretensado exento

Puente sobre el río Turia en Valencia

Julio Martínez Calzón
Dr. Ingeniero de Caminos

La presente comunicación pretende exponer, con cierta generalidad, una nueva disposición estructural relativa a puentes continuos, compuestos, con pretensado exento (*) y losa del tablero exclusivamente armada. El planteamiento conceptual y analítico se completará, a modo de parte práctica, con la descripción y aplicación a un puente actualmente en construcción en la ciudad de Valencia, sobre el río Turia, que se describe en las figuras adjuntas.

DESCRIPCION GENERAL DEL SISTEMA

El concepto general del proyecto consiste en el empleo de pretensado exento, aplicado para lograr la continuidad en obra de vigas cajón, pretensadas, isostáticas, construidas en taller, con el fin de establecer una viga continua que recibirá —apeada o no— el peso propio de la losa del tablero, que conectada a dicha viga continua formará la estructura compuesta definitiva que ha de recibir las cargas muertas y sobrecargas de uso, térmicas, etc.

Tanto a tiempo inicial, como al cabo de un intervalo suficientemente largo ($t \rightarrow \infty$), teniendo en consideración los efectos de las redistribuciones de retracción y fluencia, en la pieza prefabricada continua no se producirán tracciones o fisuraciones.

(*) Se propone generalizar el término exento con preferencia al de "externo", mucho más ambiguo por su doble significado: másico y espacial.

Este concepto viene a ser una adaptación de las soluciones comunes de puentes mixtos, continuos, con tablero de hormigón armado, en la que el cajón metálico se sustituye por una pieza de hormigón pretensado que mantendrá su esquema resistente sin la presencia de fisuración en el mismo.

La disposición armada de la losa, en la que se controla adecuadamente la abertura de fisuras, es una solución tradicional, recuperada, de alta garantía y máxima durabilidad y fiabilidad; como lo demuestra su reciente y recomendada aplicación, con las grandes exigencias requeridas, en los puentes mixtos de grandes luces adoptados en los trazados del tren de alta velocidad, en Alemania.

CARACTERISTICAS ESENCIALES

La idea primordial de esta forma de empleo de sistemas parciales bien conocidos, radica en aplicar el pretensado exento, de obra, a las secciones en cajón semiabiertas que constituyen la estructura resistente inicial, sin haberse aún realizado la losa del tablero, lo cual determina una notable reducción del pretensado necesario y el que éste se aplique a la estructura parcial antedicha con un rendimiento muy elevado, notables ahorros en los elementos locales de transferencia y desvío de las grandes acciones puntuales de tesado y, lo que puede ser aún más interesante, con una gran sencillez de aplicación, dado que al estar la sección abierta, la operación

se efectúa de forma directa, mientras que en las soluciones en las que el tesado se transfiere, en parte, a la losa, se requieren complejos trazados de cables, galerías o zonas de acceso para el tesado en sección cerrada completa, etc., que complican extremadamente el empleo.

A título de ejemplo, comparando en el puente sobre el río Turia, el pretensado exento requerido en las zonas de continuidad de apoyos resulta $2 \phi 15 \phi 0,6'' + 2 \phi 36$ (A 110/125), con un esfuerzo total de tesado de 791,2 t; mientras que en el caso de realizarse el pretensado sobre la sección completa, para lograr una compresión inicial del orden de 25 Kp/cm² en el borde superior de la losa, capaz de hacer frente en clase II a las acciones exteriores, se precisaría un esfuerzo del orden de 1550 t, que representa un 195% del valor anterior.

Otra característica importante del sistema, radica en la posibilidad de utilizar elementos prefabricados sencillos para el tablero, de tipo semirresistente, colaborante; que se completan en obra con el hormigonado —tras la colocación de las armaduras superiores— del resto de la losa, que determina a la vez la conexión del conjunto de ambos hormigones con el cajón continuo, para crear la estructura compuesta total, sin necesidad de llevar a cabo complejas disposiciones de armaduras pasivas, cajetines, etc.

En líneas generales, y tratando de sintetizar el objetivo buscado, se aspira a realizar una solución estructural de puente continuo, con un método constructivo simple, prácticamente parecido al de un sistema isostático de vanos aislados.

La realización de estos sistemas continuos puede permitir, en ocasiones, como en el caso que se muestra como ejemplo, adoptar elementos de canto variable, con la mejora que ello puede suponer en el conjunto (a costa solamente de un incremento relativo de los moldes) y el logro de una amplísima gama de elementos, que permiten abrir el ámbito de la construcción prefabricada a formas de gran entidad y variedad.

Debe aclararse que, aún cuando el sistema adoptado resulta perfectamente adecuado al empleo de elementos prefabricados en cajón semiabierto, de anchura apreciable, para lograr alcanzar plataformas de ancho notable, este procedimiento puede adaptarse a soluciones más simples, con tesados exentos, asimismo más simplificados.

ASPECTOS PRINCIPALES DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO

Las unidades prefabricadas (pre y/o posten-

sadas) se unen in situ mediante el hormigonado de un elemento local de continuidad, que completa los diafragmas extremos de las piezas prefabricadas colocadas isostáticamente, o lo constituye en sí, y formará el elemento fundamental de transferencia y desvío de las unidades de pretensado exento que, generalmente, pueden limitarse a las zonas de momentos negativos dominantes.

Posteriormente, el sistema constructivo permite que, apeado o no, según las circunstancias de la obra, se pueda admitir esta variante que, cuando puede realizarse, introduce una apreciable reducción del coste de materiales, peso en transporte, postesado exento, etc.

En el caso del puente que ilustra esta tipología, las vigas cajón de canto variable incluyen reducidos elementos metálicos, en acero ENSACOR resistente a la corrosión, estéticos y estructurales, que permiten una favorable vinculación de continuidad entre las vigas, incrementando las posibilidades del sistema, al establecer una protección adicional en las secciones de unión, en las que suelen producirse las condiciones locales de tracción más desfavorables de las piezas en cajón; y ello permite que el pretensado exento pueda ser más estricto aún.

CONSIDERACIONES ANALÍTICAS

El estudio de estos sistemas no es sencillo; es más, puede considerarse como una de las estructuras de más difícil control y optimización, dado el notable juego evolutivo del sistema en sí, las especiales características de la aplicación del pretensado y los eventuales desapeos puestos en juego y, sobre todo, el control variable que el régimen de fisuración de la losa añade al estudio ideal de la estructura.

No obstante, el estudio puede abordarse con suficiente aproximación —y a título orientativo se muestran los resultados obtenidos en el puente sobre el río Turia— mediante el método de los coeficientes $j_1 \varphi_1$ adaptados a los casos $j_1 \varphi_1$ de acciones permanentes, en el sistema isostático base representado por la estructura, a la que se le han eliminado las coacciones hiperestáticas necesarias, y los $j_2 \varphi_2$ que controlan, también en el sistema isostático base, las acciones unidad correlativas de dichas magnitudes hiperestáticas eliminadas, pero aplicadas en el tiempo con un valor linealmente variable con φ_1 . Este método, transcripción directa de los usualmente empleados en los sistemas mixtos continuos, completado con valoraciones sencillas de la rigidez del tablero en la zona fisurada, en la forma establecida en el EUROCODIGO n.º 4 (Ref. 1), permite simplificar notablemente el control del sistema. No obstante, la complejidad referida lleva a establecer, como procedi-

miento de máxima cualidad, el empleo de un método de análisis evolutivo, ajustado.

Precisamente, el estudio del puente sobre el río Turia, realizado paralelamente por el método de los coeficientes j_{ϕ} y por medio del programa evolutivo DIFEV, que se expone en la comunicación "Comportamiento en servicio de puentes pretensados de hormigón y estructura mixta", presentado en esta misma Asamblea, y en las Referencias 2 y 3, permite ofrecer una comparación de resultados; y en los cuadros adjuntos pueden seguirse los aspectos fundamentales. Así:

—Los esfuerzos externos, controlados por la variación en el tiempo de las reacciones hiperestáticas, determinan en ambos procedimientos un ajuste extremadamente afinado;

—Por contra, los momentos totales internos y, subsiguientemente, las tensiones resultantes en las fibras extremas de las secciones del sistema, presentan diferencias apreciables entre ambos métodos, motivadas fundamentalmente por la consideración, respecto al pretensado, de

la posición real de la fibra centro de gravedad en cada instante; que, mientras en el método j_{ϕ} se suele establecer como un valor medio predefinido, en el caso evolutivo se conoce con precisión en todo momento.

En resumen, y en base a los resultados obtenidos, aún cuando las precisiones numéricas y conceptuales que aquí se han tratado están muy vinculadas a la determinación de unos parámetros reológicos de difícil valoración ajustada, y a una secuencia de ejecución y plazos difícilmente precisables en proyecto, puede considerarse:

a) Cuando se emplean métodos de cálculo aproximados, basados en los métodos j_{ϕ} o similares, debe establecerse el análisis de la pieza cajón en clase I.

b) Cuando se emplean procesos afinados de cálculo evolutivo es suficiente considerar la clase II para las piezas prefabricadas, quedando muy equiparados ambos sistemas en cuanto a su consideración dentro del proyecto.

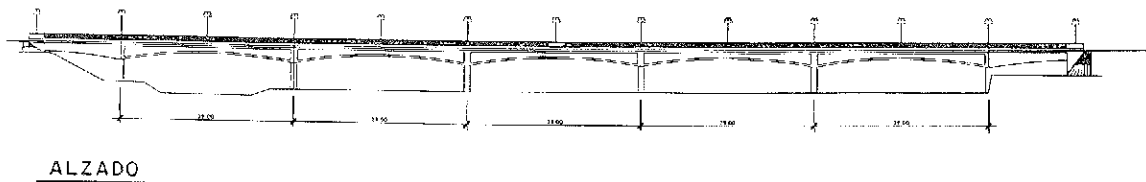


Fig. 1.

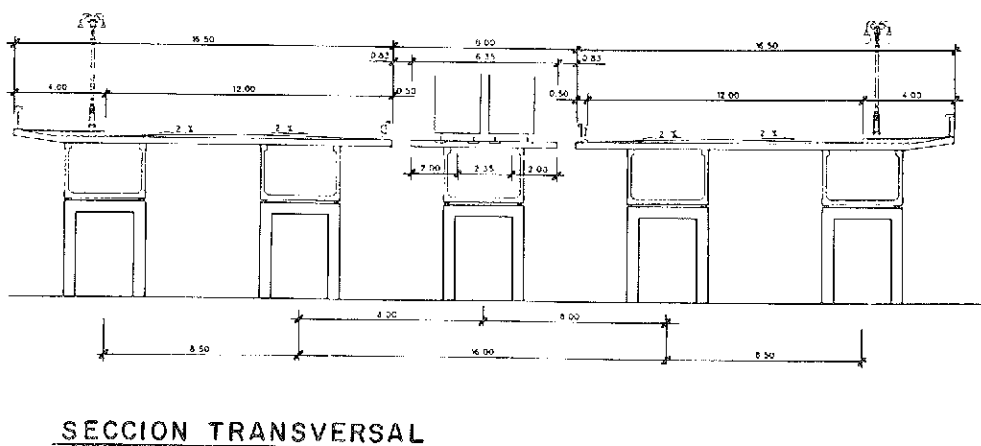
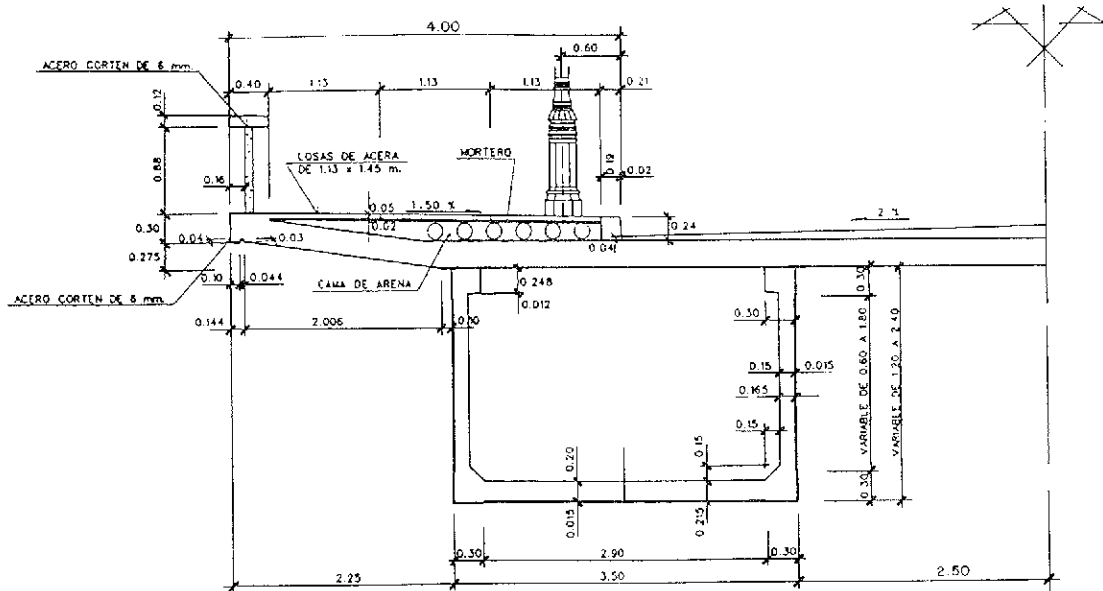
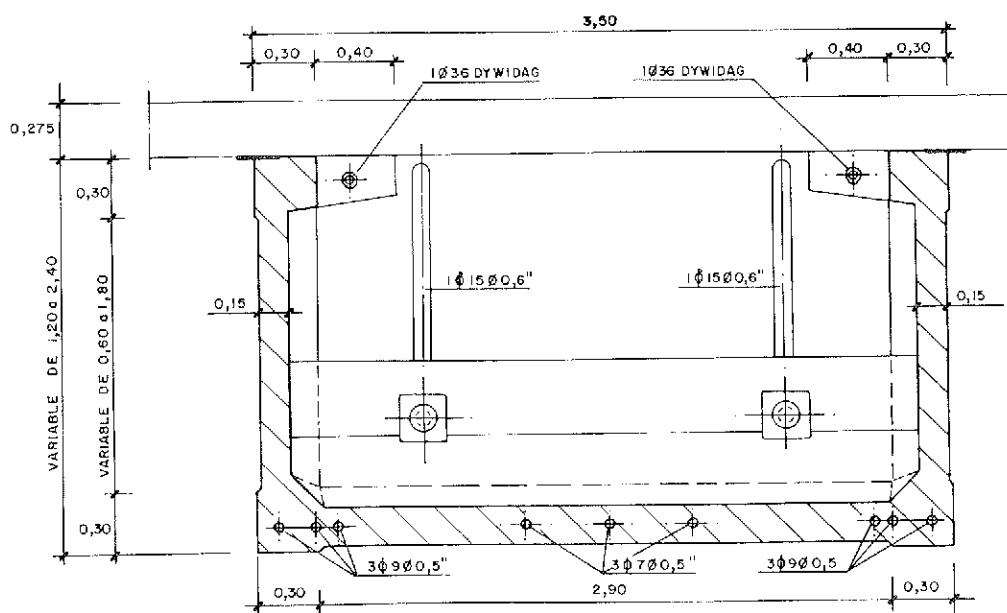


Fig. 2.



SEMISECCION TRANSVERSAL

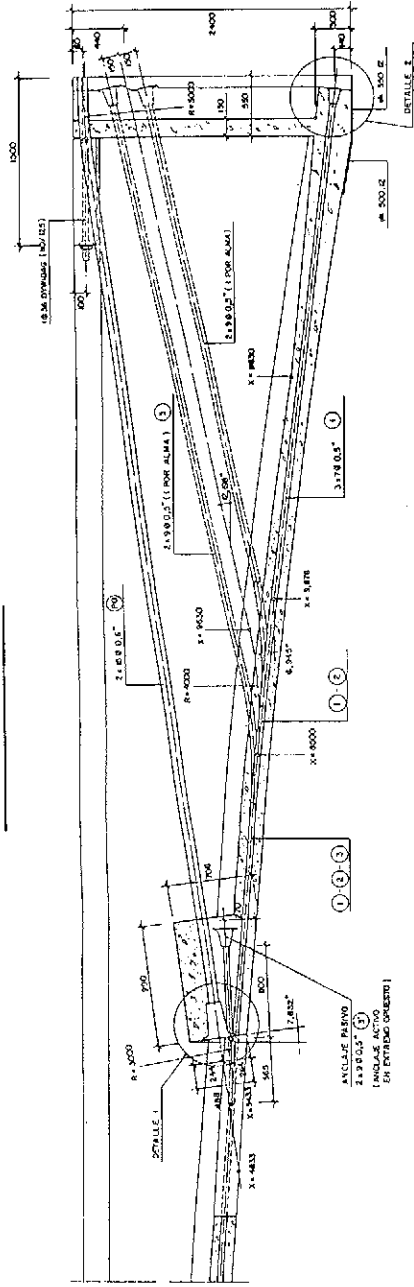
Fig. 3.



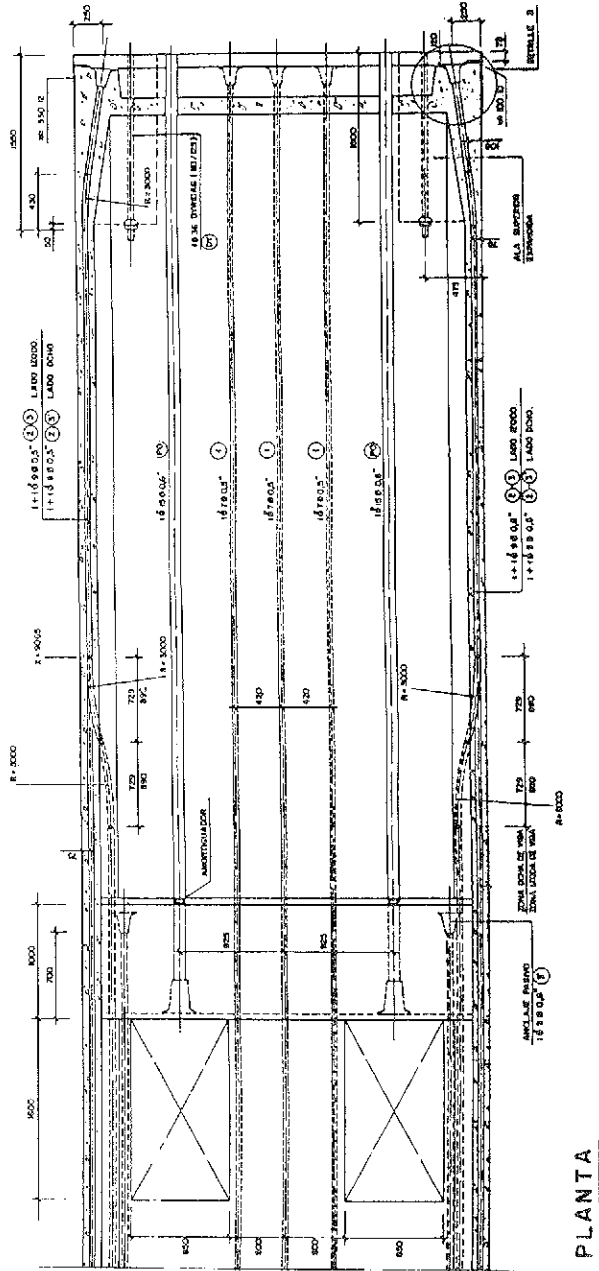
SECCION TRANSVERSAL CAJON

Fig. 4.

PRETENSADO



ALZADO



PLANTA

Fig. 5.

PROCESO CONSTRUCTIVO





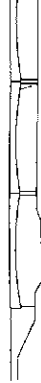


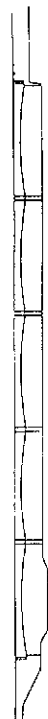




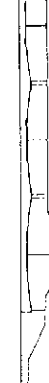
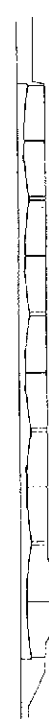








1ª FASE			<p>CONSTRUCCION DE VIGAS EN TALLER, INCLUYENDO POSTESAJOS 1 y 2</p> <p>MONTAJE DE VIGAS SOBRE APOYOS DEFINITIVOS DE ESTRIBOS Y PROVISIONALES EN PILAS.</p>
2ª FASE			<p>3ª FASE</p> <p>SOLDADURA DE CHAPAS A TOPE, ENTRE VIGAS ADYACENTES.</p>
3ª FASE			<p>4ª FASE</p> <p>HORMIGONADO DE ESPACIOS ENTRE DIAFRAGMAS DE VIGAS ADYACENTES.</p>
4ª FASE			<p>5ª FASE</p> <p>PASAR DE APOYOS PROVISIONALES EN PILAS A DEFINITIVOS Y POSTESAJOS DE CABLES EXTREMOS PO Y OY.</p>
5ª FASE			<p>6ª FASE</p> <p>COLOCACION DE APEOS EN VIGAS.</p>
6ª FASE			<p>7ª FASE</p> <p>HORMIGONADO DE HUECOS DEL POSTESAJO EXTERIOR.</p>
7ª FASE			<p>8ª FASE</p> <p>HORMIGONADO DE LOSA.</p>
8ª FASE			<p>9ª FASE</p> <p>CUANDO LA LOSA HA ALCANZADO SU RESISTENCIA (21 DIAS), QUITAR LOS APEOS.</p>
9ª FASE			<p>10ª FASE</p> <p>COLOCACION DE CARGA MUERTA (PAVIMENTO, ACERAS, BORDILLOS ETC.)</p>
10ª FASE			<p>11ª FASE</p> <p>COLOCACION DE BARANDILLAS Y FAROLAS</p>
11ª FASE			

Fig. 6.

Comparación de reacciones (t)

	t días	R1		R2		R3	
		DIFEV	jφ	DIFEV	jφ	DIFEV	jφ
pp viga aislada + pretensado taller	7	55,7	55,7	111,4	111,4	111,4	111,4
Postesado exento apoyos	28	54,4	51,8	113,1	116,6	110,9	110,3
	30	54,5		113,1		111,0	
pp losa apeada	37	86,3	86,8	199,5	211,9	201,2	206,6
	44	86,8		198,9		200,3	
Desapeo	44	112,2	114,6	302,5	313,9	264,9	271,6
Carga muerta	104	143,3	145,3	388,8	407,9	338,9	349,7
	20.104 (t ^{-∞})	147,0	139,1	383,8	416,1	340,1	347,7

Comparación de momentos internos (mt)

	t días	Apoyo 2		Apoyo 3	
		DIFEV	jφ	DIFEV	jφ
pp viga aislada + pretensado taller	7	0	0	0	0
Pretensado exento	28	— 36,4	— 115,0	— 22,8	— 81,0
	30	— 33,4		— 21,08	
pp losa apeada	37	—179,8	— 263,4	—180,6	—242,9
	44	—168,4		—169,0	
Desapeo	44	—670,1	— 720,9	—452,9	—509,9
Carga muerta	104	—878,7	—1.010,3	—589,2	—713,7
	20.104 (t ^{-∞})	—768,3	—1.189,3	—512,4	—835,3

Control de tensiones en secciones críticas (Kp/cm²)
+ Compresión
— Tracción

	t días	Sección central vano lateral								Sección apoyo 2 (Zona próxima apoyo)							
		DIFEV				jφ				DIFEV				jφ			
		Losa		Cajón		Losa		Cajón		Losa		Cajón		Losa		Cajón	
		Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.
p.p. viga aislada + pretensado taller	7	—	—	107,6	56,6	—	—	120,9	55,9	—	—	51,1	16,2	—	—	—	—
	28	—	—	99,1	44,8	—	—	—	—	—	—	47,6	15,1	—	—	—	—
pretensado exento	28	—	—	90,9	53,0	—	—	93,7	66,4	—	—	159,9	— 7,1	—	—	215,7	—26,5
	30	—	—	91,5	52,5	—	—	—	—	—	—	156,4	— 6,4	—	—	—	—
p.p. losa apeada	37	—	—	50,0	67,6	—	—	46,8	84,5	0	0	144,4	0	—	—	196,7	—17,4
	44	0	0	53,3	65,4	—	—	—	—	0	0	143,5	— 0,4	—	—	—	—
Desapeo	44	16,0	9,9	75,4	27,8	20,1	9,9	58,8	45,4	7,5	6,0	130,1	16,5	— 9,7	— 6,8	188,6	2,8
Carga muerta	104	24,0	15,7	76,6	9,0	27,6	13,6	62,2	30,9	—4,5	—2,4	99,7	27,5	—15,7	—11,0	183,9	15,2
	20.104 (t ^{-∞})	26,1	17,4	59,4	6,1	18,7	15,2	28,0	15,7	—4,7	—4,9	59,8	24,8	— 3,1	0,1	25,8	38,4

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

(1) EUROCODE N.º 4: Common Unified Rules for Composite Steel and Concrete Structures (EUR9886EN).

(2) "Automatic evolutive Analysis of Complex Composite Bridges and Systems" (F. Millanes; J. Martínez Calzón).

(3) "Un método general de cálculo para el seguimiento de la historia tensodeformacional en tableros de puentes construidos en forma evolutiva" (F. Millanes). Hormigón y Acero n.º 156. 3.º Trimestre 1985.

RESUMEN

Se propone una nueva tipología estructural para puentes continuos, con el empleo de pretensado exterior (combinado o no con pretensado interior) aplicado a los elementos del puente, con anterioridad a la ejecución de la losa superior del tablero, que se realiza posteriormente en hormigón armado.

El concepto general pretende múltiples fines:

—Reducir el pretensado, con aumento de su eficacia en las zonas que realmente lo requieren por resistencia y durabilidad.

—Simplificar la construcción, por eliminación del pretensado longitudinal de la losa del tablero (cuyo uso requiere grandes esfuerzos de tesado, con problemas notables de anclaje y

transferencia) que ha demostrado ofrecer comportamientos poco favorables a largo plazo.

—Incrementar la potencialidad de los sistemas prefabricados, para grandes luces.

Se completa con los resultados de la aplicación de esta solución a un puente actualmente en construcción.

SUMMARY

It is proposed a new structural typology for continuous bridges, using external prestressing (added or not to the internal one) applied to the members of the bridge before the concrete deck slab casting.

The general concept searches many targets:

—Prestressing reduction with increasing of its efficiency in the regions that really need it in order to strength and durability.

—Easier construction, due to elimination of longitudinal prestressing in the deck slab (that usually requires very high forces with wide anchorage and transfer problems).

—Increasing the capability of precast systems in long spans.

It is completed with application results to a bridge under construction over the Turia river.

* * *

III JORNADA "DIRECTIVA EUROPEA DE PRODUCTOS DE CONSTRUCCION"

Debido a la próxima entrada en vigor de la "Directiva del Consejo 89/106/CEE de 21 de diciembre de 1988, relativa a la aproximación en las disposiciones legales, reglamentarias y administrativas de los Estados Miembros sobre los productos de construcción" (Directiva de Productos de Construcción) y habida cuenta de su importancia para todo el sector de la Construcción cara al Mercado Unico Europeo, los Ministerios de Obras Públicas y Transportes y de Industria, Comercio y Turismo han organizado, para el próximo día 30 de octubre, una nueva jornada gratuita de divulgación de la misma, siendo su principal objetivo que la necesaria información llegue a la mayor cantidad posible de industriales, constructores, promoto-

res, profesionales, etc., que de una u otra forma se verán afectados por la citada Directiva.

Los interesados en participar en esta jornada, que tendrá lugar en el Salón de Actos del Ministerio de Industria, Comercio y Turismo, deberán dirigirse, antes del día 15 del próximo mes de octubre, a:

Subdirección General de Industrias de la Construcción

Ministerio de Industria, Comercio y Turismo
P.º de la Castellana, 160
28046 MADRID

Tel.: (91) 458 80 10, Ext. 1982

Telefax: (91) 457 80 66 ó 458 20 19 (D.ª Pilar Galán).

Dos ejemplos de grandes puentes mixtos pretensados, en Tortosa y Valencia

**Julio Martínez Calzón
Francisco Millanes Mato
José A. Fernández Ordóñez
Dres. Ingenieros de Caminos**

Los dos puentes mixtos aquí presentados, responden a una misma concepción global originaria, matizada en cada caso por diversos aspectos de tipo geométrico, constructivo o de vinculación, basada en el empleo de sistemas aperticados, de tres vanos, en los cuales las zonas de las pilas principales y el arranque de los vanos en las mismas, están constituidos por grandes unidades de hormigón pretensado, mientras que los dinteles mixtos, empotrados en continuidad con dichas piezas y simplemente apoyados en los extremos exteriores, ofrecen una gran esbeltez y contraste con aquéllas.

El **puente de Tortosa sobre el río Ebro**, terminado en Septiembre de 1988, está constituido por tres vanos, de 102, 180 y 102 m de luz, y dos pilas pretensadas centrales, de hormigón blanco, de grandes dimensiones, en forma de T que, como grandes esculturas simbolizando la inicial de la ciudad, recogen los dinteles mixtos, de sección variable, de alma llena, en acero ENSACOR autorresistente a la corrosión, de canto variable en forma parabólica, entre 6,40 m en arranques de pilas y 3,20 m en la clave del vano central y 2,40 m en los apoyos extremos laterales.

La sección transversal resistente está formada por una pieza mixta, con sección metálica, de forma trapecial semiabierta, de 11 m de anchura en su base superior y 6 m en la inferior, completada por una losa de hormigón, de 25 cm de espesor, del ancho total de la plataforma, 17,70 m, conectada, en sus apoyos sobre las

almas del cajón y en su centro, con un perfil longitudinal que forma parte del sistema interno de arriostramiento de la sección metálica. Dichas almas, de canto variable e inclinadas, se alabeen suavemente en el espacio, formando una superficie reglada que contribuye a elevar el dinamismo y esbeltez del conjunto, en las visiones laterales y escorzadas.

En las zonas próximas a las pilas, la sección se hace doblemente mixta incorporando una losa de hormigón inferior, dispuesta en el interior del cajón y perfectamente conectada a éste.

La sección transversal de los brazos de las pilas es también trapecial, pero bicelular, presentando un tabique central. El fuste de las pilas, de sección rectangular, de canto variable, es también bicelular, a excepción de la zona de unión con el dintel, que se maciza convenientemente.

Toda la estructura de hormigón, a excepción de las zonas de losa del tablero situadas en las proximidades de la clave del vano central y en los extremos de los vanos laterales, presenta un potente pretensado, básicamente isostático, constituido por diversas familias de cables: desde bucles verticales para el fuste de las pilas y su unión con el dintel, a sistemas sombrero en los brazos de la pila y unidades totalmente rectas en las zonas de dinteles.

La cimentación de las pilas es directa, empotrada sobre una capa de conglomerado, cementado mediante zapatas de 26 x 18 x 4,5 m y plintos de 18 x 10 x 1 m.

Como en toda obra, y especialmente en las de gran importancia, el proceso constructivo presenta una profunda interacción con el proyecto, condicionando e interviniendo en el diseño y finalización de la estructura. En los casos de construcción mixta, debido a las muy diversas posibilidades de combinación parcial de los materiales y elementos, esto es aún más patente. En este caso, la estructura original debió hacer frente a un doble cambio en el proceso constructivo previsto en el proyecto, que puso a prueba la capacidad del sistema estructural elegido:

—Por un lado, el sistema original de cimentación, planteado mediante pilotes de gran diámetro, fue preciso adaptarlo a una cimentación directa, al constatarse, en la realidad, una cimentación muy potente de las gravas detectadas en los sondeos previos. Dado que el proyecto consideraba la interacción con el puente de la deformabilidad horizontal del grupo de pilotes, este cambio significó un incremento de la rigidez del empotramiento, que se traducía básicamente en una mayor incidencia del grupo de acciones térmicas.

—Por otra parte, el montaje de los dinteles mediante voladizos sucesivos, con grandes dovelas metálicas entre 9,60 y 13,50 m, y peso máximo de 60 t, avanzando desde las pilas hasta los cuartos de las luces, se finalizaría con el montaje completo de dos grandes tipos de subconjuntos: uno para cada vano lateral de 52 m de longitud y 138 t de peso, montados mediante izado desde el terreno, y otro para el vano central, de 72 m y 260 t, que se trasladaría por autoflotación hasta el centro del río, izándose desde los voladizos ya ejecutados. El contratista solicitó el cambio de esta última operación, ante los eventuales problemas de encallamiento y elevación, por la velocidad de la corriente, sustituyendo esta fase por una prolongación de la continuidad del avance por dovelas en voladizo, hasta la clave del puente.

La modificación de los esfuerzos por este cambio, desfavorecía la tipología mixta y, por ello, se adoptó la solución de aplicar —una vez alcanzado el contacto entre ambos voladizos en el centro de la luz— una maniobra de empuje en clave, previa al cierre de los mismos, que introducía en el sistema metálico y en el mixto de las zonas ya ejecutadas, unos esfuerzos que equivalían prácticamente a los del método inicial de montaje, por lo que no fueron necesarias excesivas adaptaciones de la solución, a excepción de un incremento de la rigidización de algunas zonas metálicas y del pretensado del tablero, aprovechándose, por contra, al máximo, el carro de lanzamiento de las dovelas. Asimismo, este esfuerzo regulaba y centraba las reacciones permanentes en la cimentación, de manera favorable.

El análisis definitivo de la estructura en su proceso final, teniendo en consideración los parámetros precisos de retracción, fluencia y características térmicas del hormigón —controlados en obra por la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Barcelona— se llevó a cabo mediante el programa DIFEV de cálculo evolutivo, diferido, que permitieron establecer, con gran rigurosidad, las contraflechas y contragiros exactos de cada dovela de ambas márgenes, lográndose resultados totalmente satisfactorios en el proceso real.

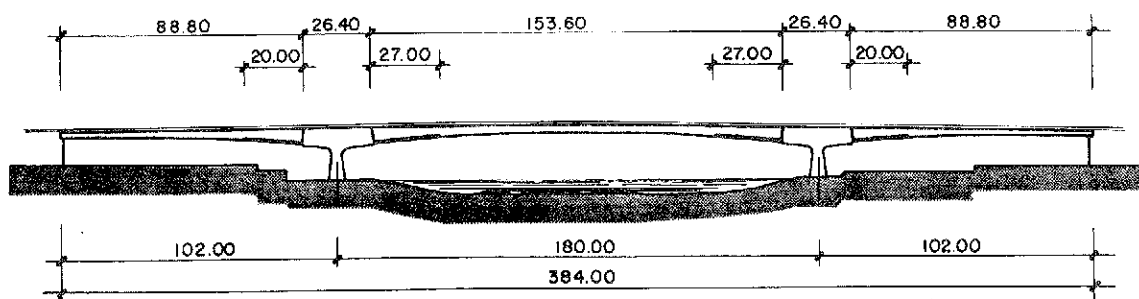
Materiales empleados

Hormigón blanco en estructura puente: 0,528 m³/ml.

Acero estructural tipo Ensacor D: 163,4 Kg/m².

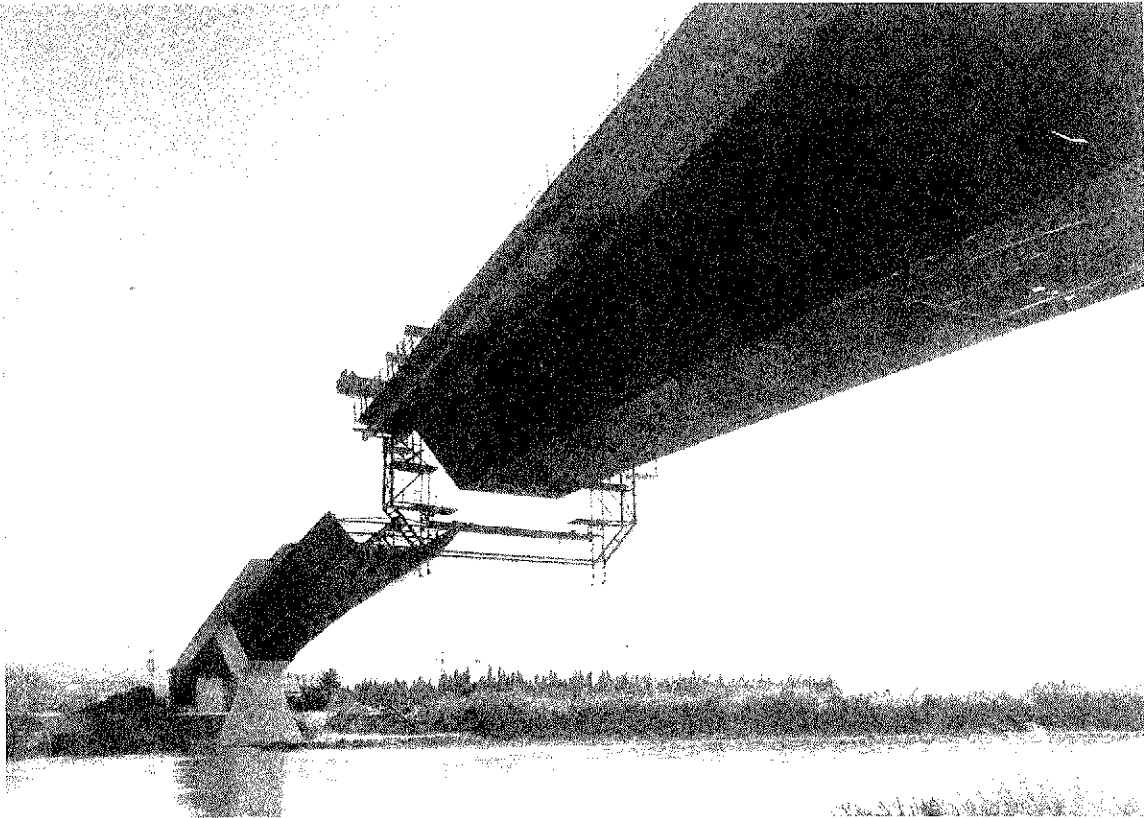
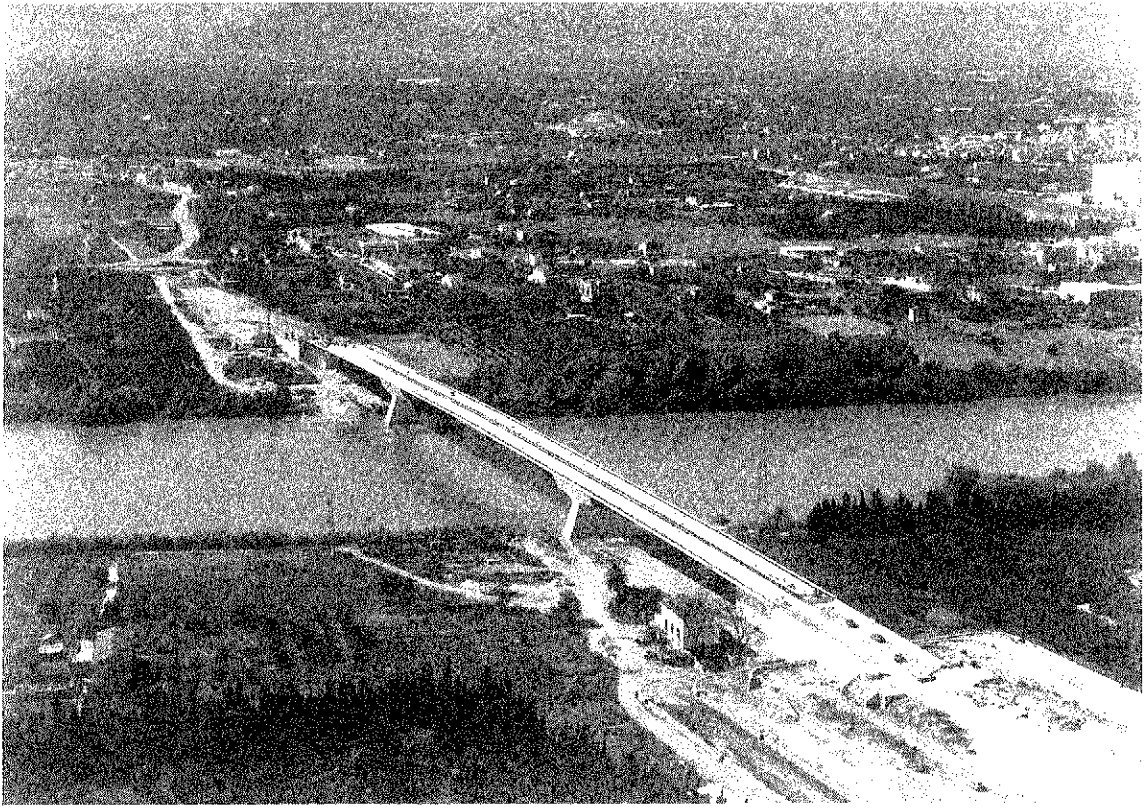
Acero estructural tipo A42 b: 21,2 Kg/m².

Acero de pretensar A 160/180: 28,4 Kg/m².



ALZADO

Fig. 1.



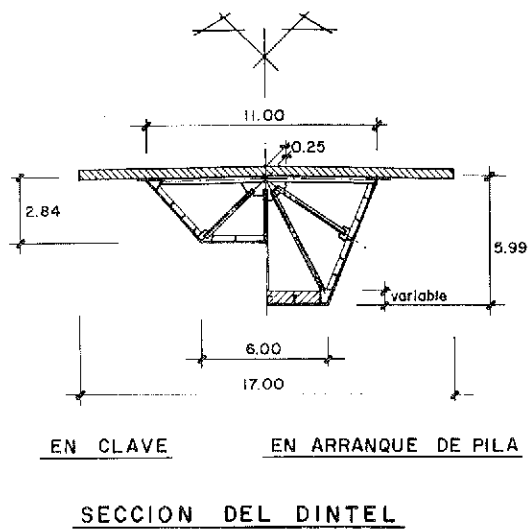
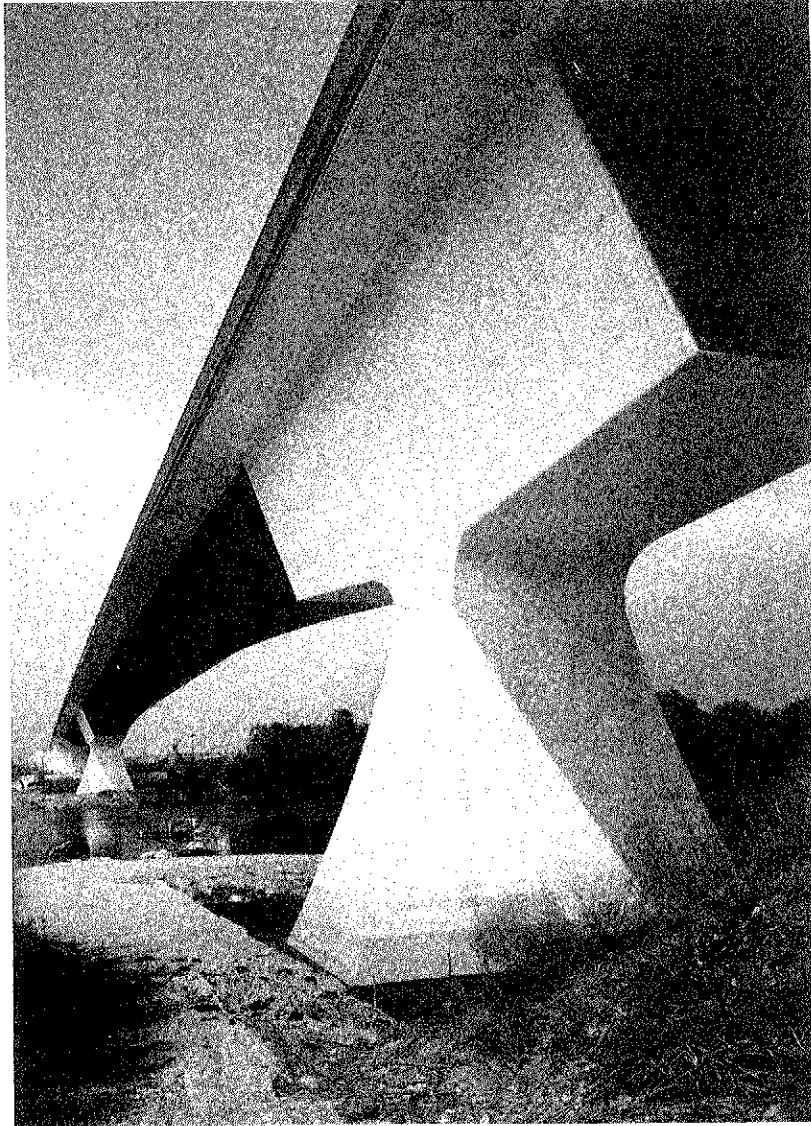
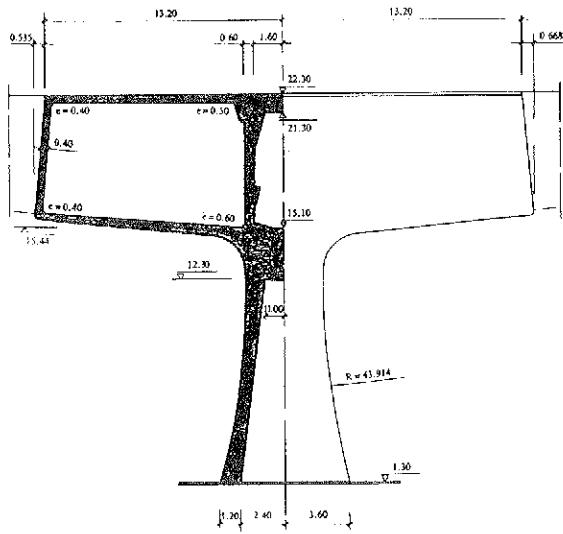
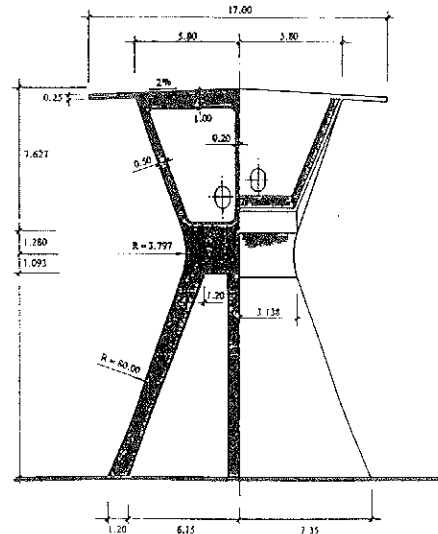


Fig. 2.



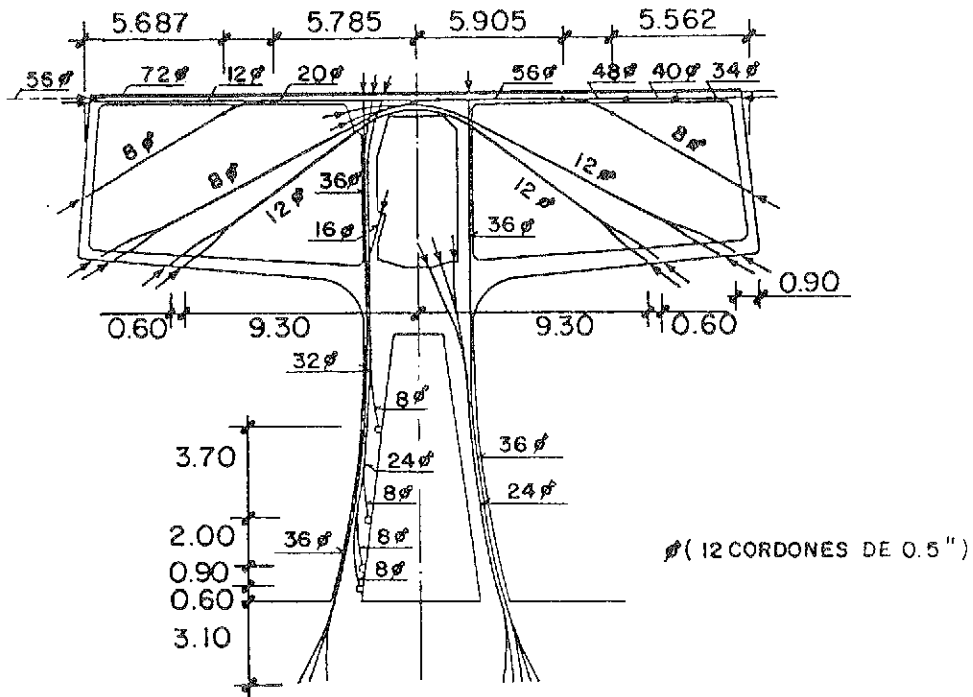
SEMISECCION Y ALZADO LATERAL



SEMISECCION Y ALZADO FRONTAL

GEOMETRIA DE LAS PILAS

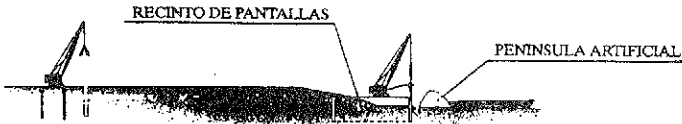
Fig. 3.



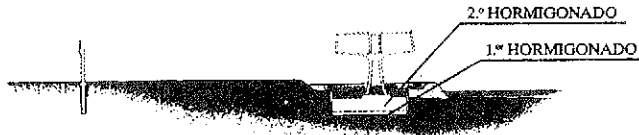
PRETENSADO DE PILA

Fig. 4.

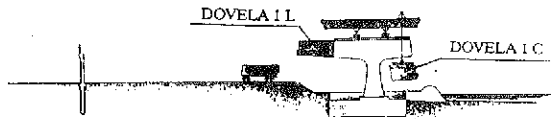
PROCESO CONSTRUCTIVO



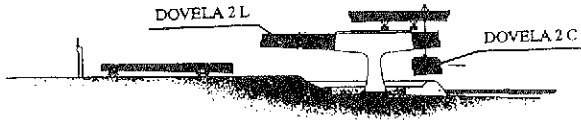
ERIGICION PENINSULA ARTIFICIAL EN SOPA DE PILA PRINCIPAL
 ERIGICION DE PANTALLAS DEL RECINTO, LIGERAMENTE EMPOTRADAS EN EL
 ESTRIBO DE CONSOLIDACION
 ERIGICION DEL PELOTAJE DE CORDAS DE ESPERTECO
 EXCAVACION BASTO AGUA DEL RECINTO
 HORMIGONADO DE PRIMERA TORNADA DEL NACIO DE CIMENTACION CON
 PUNILLOS SUJECION
 VACIADO DEL RECINTO
 DISTRIBUCION DE ARMADURA Y VALMAS DE PRETENSAR



HORMIGONADO DE LA SEGUNDA PARTE DEL NACIO Y DEL PLIPIO
 ERIGICION DE LA VIGA FRONTAL DEL ESTRIBO
 ERIGICION DE LAS DIFERENTES FASES DE LA PILA DE MAGEN REGULERA



MONTAJE DEL CARPO DE LANTAMIENTO
 MONTAJE Y UNION DE PAREDES DOVELAS 1 L Y 1 C
 HORMIGONADO DE LOSA INFERIOR DOVELAS 1 L Y 1 C
 REALIZACION DE LOSA DEL TABLERO Y PRETENSADO DOVELAS 1 L Y 1 C



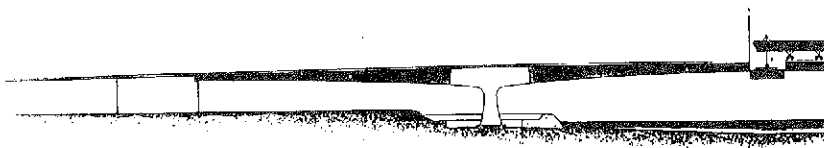
MONTAJE Y UNION DE DOVELAS 2 L, 2 C Y 2 L, 2 C DE FORMA ANALOGA A LAS
 DOS ANTERIORES
 HORMIGONADO DE LOSA INFERIOR DE DOVELAS 2 L, 2 C, 2 L Y 2 C
 ERIGICION DE LOSA DEL TABLERO Y TENDIDO DEL MEDIO EN LAS ZONAS
 CORRESPONDIENTES A LAS DOVELAS MONTADAS
 ENDERAZADO EN TIERRA DEL SUBCONJUNTO LATERAL



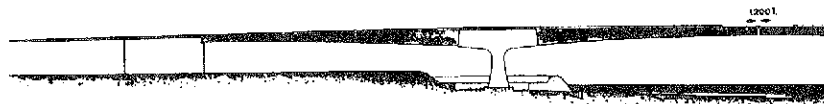
ELEVACION DEL SUBCONJUNTO LATERAL
 ACOMPLAMIENTO DE DOVELA CERO Y UNION SUBCONJUNTO LATERAL
 -DOVELA 2 L-



RETIRADA DE TORRES DE ELEVACION DEL SUBCONJUNTO
 MONTAJE DOVELA 4 C Y HORMIGONADO PARCIAL DE LOSA EN VANO LATERAL
 PATERIZADO DE LOSA HASTA DOVELA 4 C



MONTAJE EXCESIVO DE DOVELAS 5 C Y 4 C
 HORMIGONADO DE ZONAS DE LOSA DEL TABLERO EN VANO LATERAL
 HORMIGONADO DE LOSA DEL TABLERO EN 5 C COMPLETA Y 4 C PARCIAL
 TENDIDO DE LOSA DEL TABLERO EN 5 C Y 4 C
 REALIZACION ANALOGA DE TORNOS LAS PARTES ANTERIORES EN EL
 SUBCONJUNTO DE PUNILLOS OBLICUOS



APLICACION DE REFUERZO DE 1.200 Y. EN CLAVE ENTRE ANOS
 REINFORZANTES



CIERRE DEL VANO CENTRAL
 ESTRIBO DE CANTO
 HORMIGONADO DE LOSA DEL TABLERO EN ZONA CANTO VANO FINAL DE
 ESTRUCTURA
 REALIZACION DE TORNOS DE ZONA DE ACCESO
 REALIZACION DE ACABADO DE PLATAFORMA INTERNA, PANTALLAS
 DEFENSAS Y PAVIMENTO

El puente sobre el río Turia, en la Circunvalación de la autopista del Mediterráneo, en Valencia, actualmente en construcción, presenta también tres vanos de 53, 106 y 53 m de luz, con dos pilas centrales, de fustes inclinados, para adaptarse a la disposición de las características actuales del cauce y a la futura reordenación canalizada prevista para el Turia en el futuro.

La principal variante de esta solución respecto a la anterior, radica en el carácter combinado de las propias pilas, ya que, en las mismas, los fustes inclinados y la mitad inferior de la sección del dintel, se realizan en hormigón pretensado, mientras que el resto de la sección se lleva a cabo de forma semejante a los dinteles, con almas metálicas y losa superior de hormigón pretensado. De esta manera, se produce una continuidad total, a lo largo de todo el puente, de la presencia del acero estructural tipo ENSACOR que, con su color característico, define la singularidad de la obra.

La sección del dintel es trapezoidal, con una pieza metálica de sección semiabierta, de 17 m en su base superior y 10 m en la inferior, y canto total variable entre 4,50 m en el arranque de las pilas, 2,50 m en clave del vano central y 2,25 m en los extremos de los vanos laterales. La losa del tablero, de 24,4 m de ancho y espesor variable entre 24 y 32 cm, se conecta a las platabandas superiores de las almas de la viga cajón y a dos perfiles longitudinales intermedios, que forman parte de las celosías de arriostramiento de la sección metálica.

En las zonas próximas a las pilas, la sección se hace doblemente mixta, incorporando una losa inferior, de hormigón, conectada al fondo de las vigas cajón.

Los fustes inclinados de las pilas son de sección octogonal, alargada, bicelular, en hormigón pretensado, que se amplía en la zona de dintel con dos brazos de sección trapezoidal, abierta en su lado superior, que reciben las almas metálicas, en la forma descrita.

Se configura así un sistema estructural híbrido, entre las piezas de hormigón pretensado de la zona de pilas y la parte del dintel próximo a las mismas, y el resto del dintel, en sección mixta de canto variable, combinada en la zona de tramos de pila para lograr la máxima continuidad formal, estructural y visual, del conjunto.

Las cimentaciones de las pilas de esta estructura se llevan a efecto mediante una solución doble:

En la margen derecha, mediante empotramiento en zapata rígida directa, de 14 x 9 m, apoyada sobre un estrato de arenisca; en la margen izquierda, mediante un grupo de 16 pilotes de 1 m, recogido en un encepado de dimensiones análogas, motivado básicamente por las condiciones de socavación previsibles en esta zona. La deformabilidad del grupo de pilotes, se integra, en el análisis de la estructura global, considerando dos coeficientes de muelle, límites, de la posible respuesta del mismo.

El proceso constructivo previsto, de voladizos sucesivos y tramos de cierre, plantea la colocación, mediante grúas, de dos dovelas metálicas, a cada lado de la pila, de longitudes entre 10,5 y 13,5 m, y un máximo de 60 t, y el posterior posicionamiento completo de dos subconjuntos laterales, de 37,5 m de longitud y 83 t, y uno central, de 37 m de longitud y 102 t de peso, todos ellos situados mediante grúa.

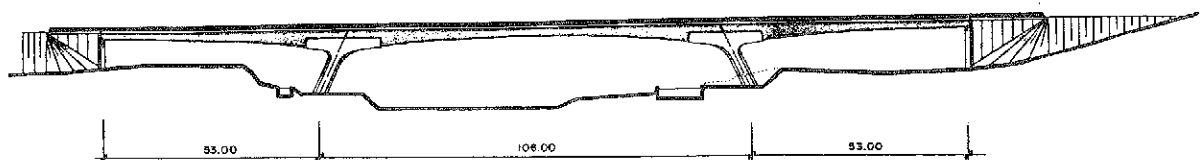
Materiales empleados

Hormigón H-350: 0,505 m³/m².

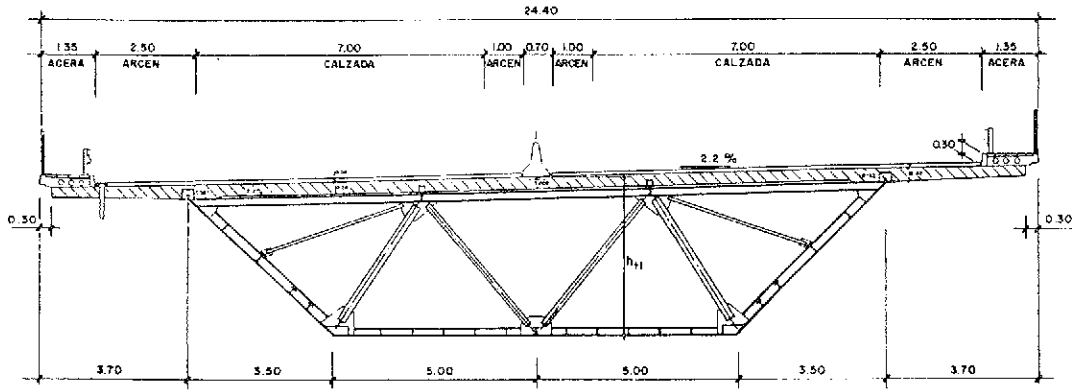
Acero estructural ENSACOR D: 138,0 Kg/m².

Acero estructural A42 b: 15,1 Kg/m².

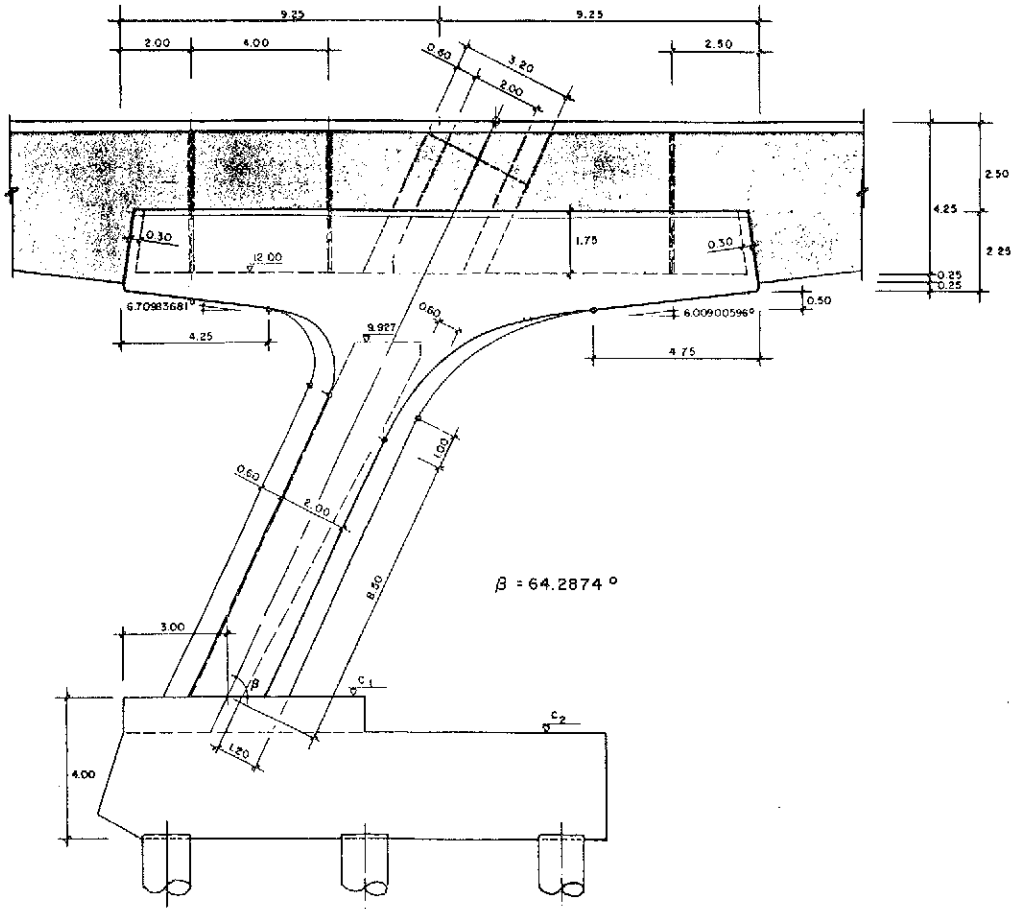
Acero de pretensar A 160/180: 21,4 Kg/m².



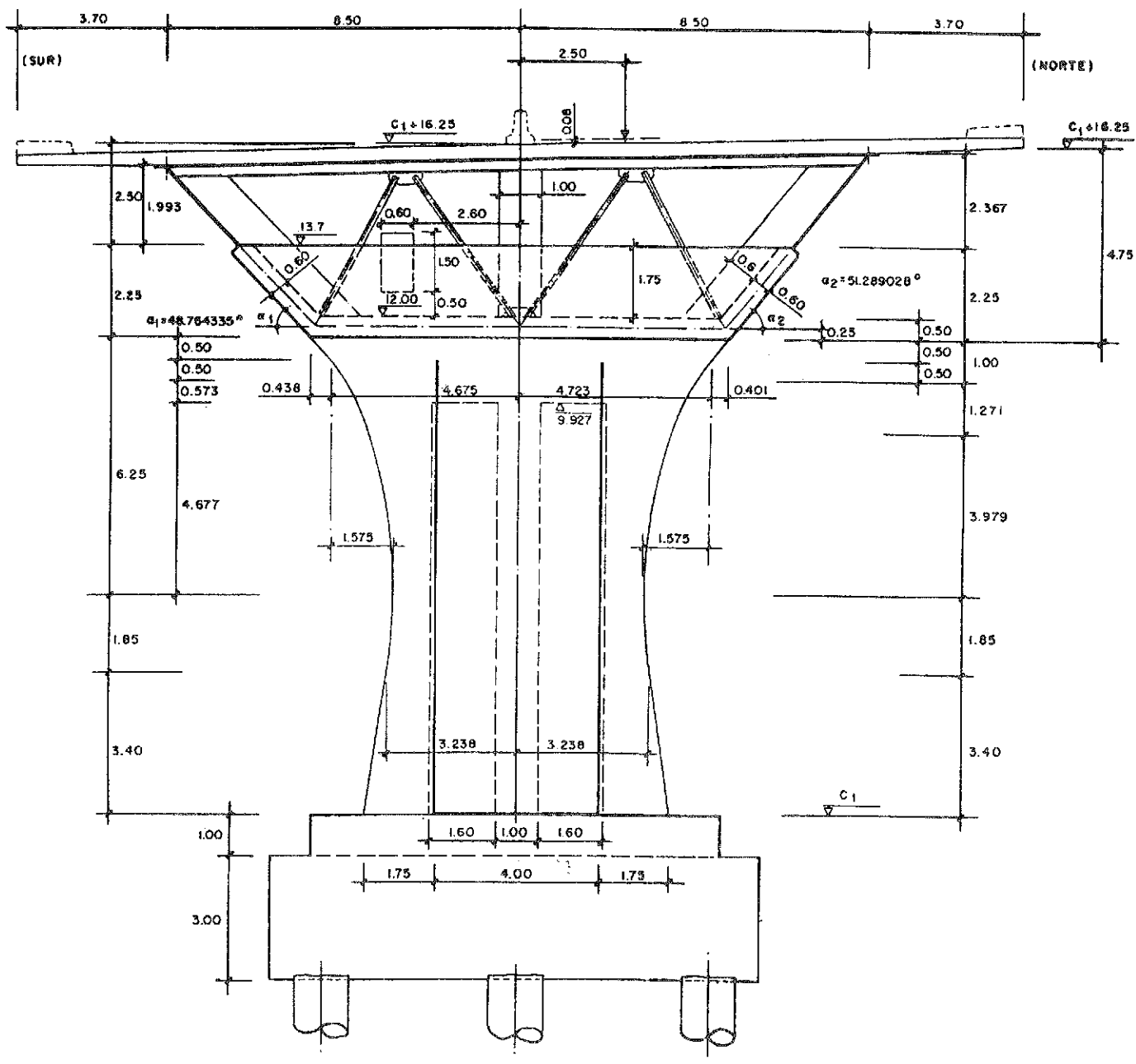
ALZADO



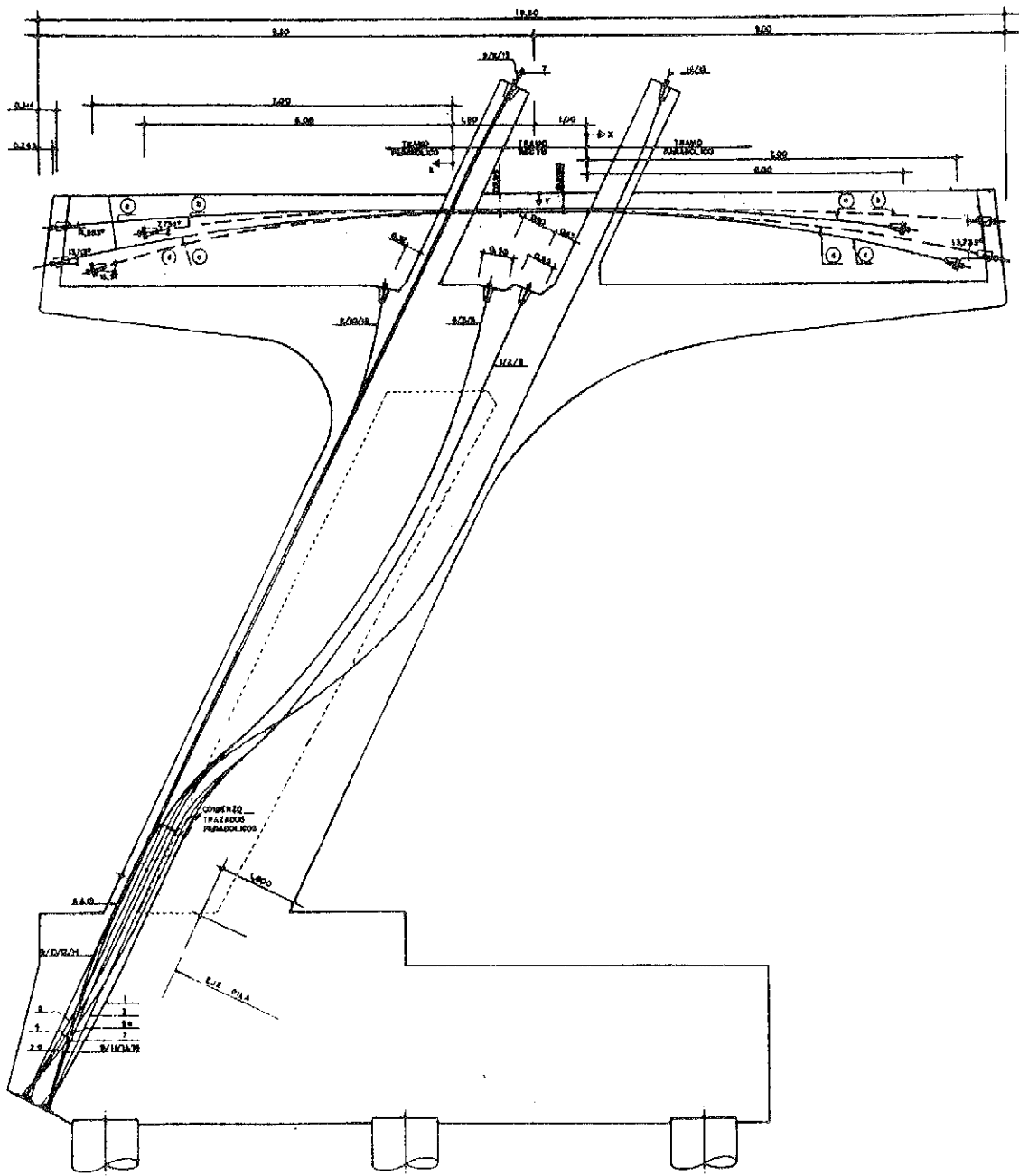
SECCION TRANSVERSAL



SECCION LONGITUDINAL

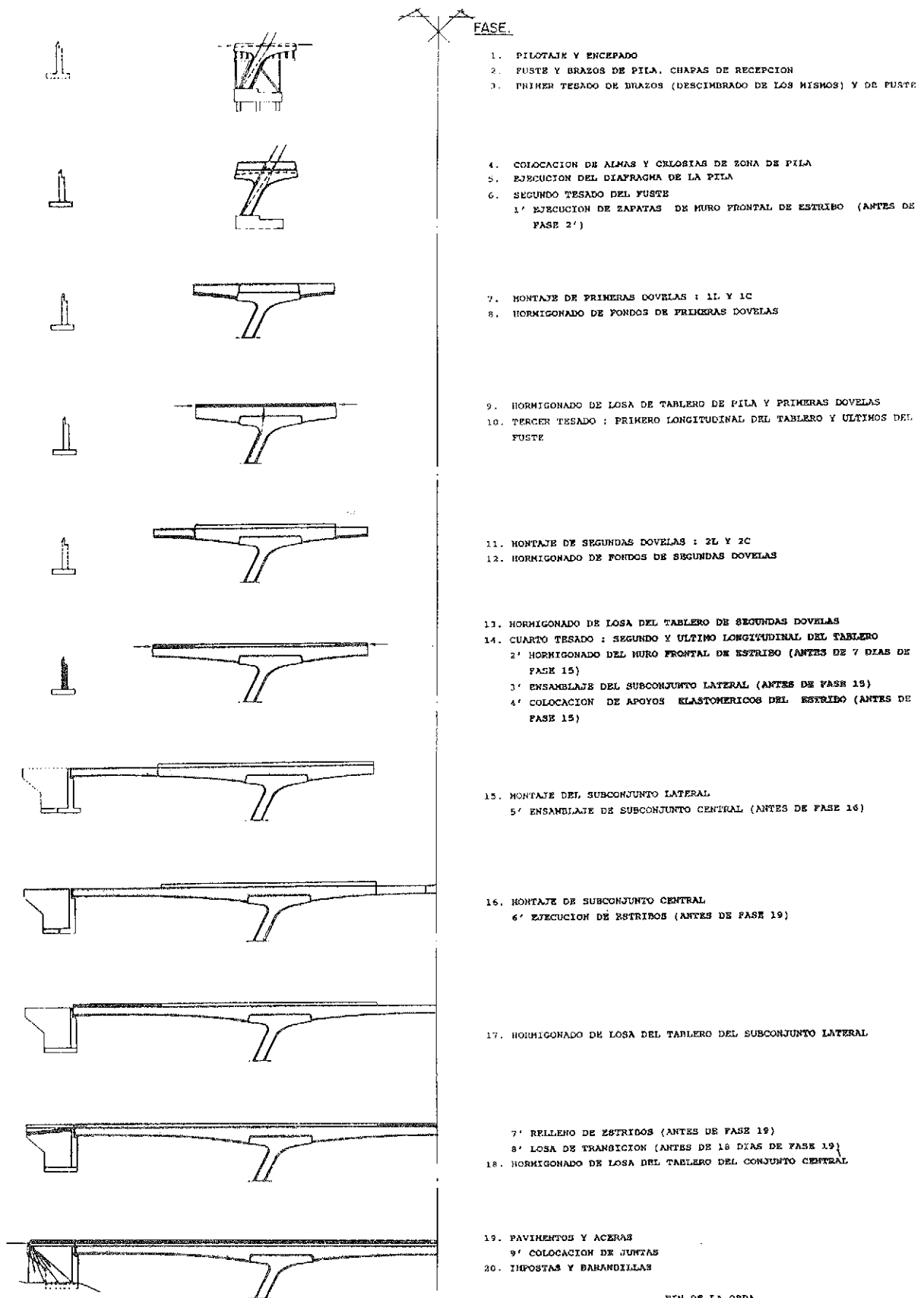


SECCION TRANSVERSAL



PRETENSADO DE LA PILA

PROCESO CONSTRUCTIVO



FASE

1. PILOTAJE Y ENCEPADO
2. FUSTE Y BRAZOS DE PILA, CHAPAS DE RECEPCION
3. PRIMER TESADO DE BRAZOS (DESCIMBRADO DE LOS MISMOS) Y DE FUSTE

4. COLOCACION DE ALMAS Y CROSTIAS DE ZONA DE PILA
5. EJECUCION DEL DIAFRAGMA DE LA PILA
6. SEGUNDO TESADO DEL FUSTE
 - 1' EJECUCION DE ZAPATAS DE MURO FRONTAL DE ESTRIBO (ANTES DE FASE 2')

7. MONTAJE DE PRIMERAS DOVELAS : 1L Y 1C
8. HORMIGONADO DE FONDOS DE PRIMERAS DOVELAS

9. HORMIGONADO DE LOSA DE TABLERO DE PILA Y PRIMERAS DOVELAS
10. TERCER TESADO : PRIMERO LONGITUDINAL DEL TABLERO Y ULTIMOS DEL FUSTE

11. MONTAJE DE SEGUNIDAS DOVELAS : 2L Y 2C
12. HORMIGONADO DE FONDOS DE SEGUNIDAS DOVELAS

13. HORMIGONADO DE LOSA DEL TABLERO DE SEGUNIDAS DOVELAS
14. CUARTO TESADO : SEGUNDO Y ULTIMO LONGITUDINAL DEL TABLERO
 - 2' HORMIGONADO DEL MURO FRONTAL DE ESTRIBO (ANTES DE 7 DIAS DE FASE 15)
 - 3' ENSAMBLAJE DEL SUBCONJUNTO LATERAL (ANTES DE FASE 15)
 - 4' COLOCACION DE APOYOS ELASTOMERICOS DEL ESTRIBO (ANTES DE FASE 15)

15. MONTAJE DEL SUBCONJUNTO LATERAL
 - 5' ENSAMBLAJE DE SUBCONJUNTO CENTRAL (ANTES DE FASE 16)

16. MONTAJE DE SUBCONJUNTO CENTRAL
 - 6' EJECUCION DE ESTRIBOS (ANTES DE FASE 19)

17. HORMIGONADO DE LOSA DEL TABLERO DEL SUBCONJUNTO LATERAL

- 7' RELLENO DE ESTRIBOS (ANTES DE FASE 19)
- 8' LOSA DE TRANSICION (ANTES DE 18 DIAS DE FASE 19)
18. HORMIGONADO DE LOSA DEL TABLERO DEL CONJUNTO CENTRAL

19. PAVIMENTOS Y ACERAS
 - 9' COLOCACION DE JUNTAS
20. IMPOSTAS Y BARANDILLAS

FIN DE LA OBRA

RESUMEN

Se exponen brevemente las características esenciales del proyecto y construcción de dos grandes puentes mixtos de hormigón pretensado y acero estructural, que emplean secciones mixtas en cajón unicelular trapecial, para el dintel, y grandes pilas intermedias —de carácter escultórico— en hormigón pretensado, en continuidad completa con aquél para obtener sistemas aporricados de gran esbeltez y potencia expresiva.

Las características geométricas de estos puentes son:

Puente de Tortosa:
102-180-102 m. $h_1 = 6,40$ m $h_1/L = 28$
 $h_c = 3,20$ m $h_2/L = 56$

Puente de Valencia:
53-106-53 m. $h_1 = 4,50$ m $h_1/L = 23,5$
 $h_2 = 2,40$ m $h_c/L = 47$

Se analizan los procesos constructivos empleados y el control de los mismos mediante el programa de análisis evolutivo DIFEV, apto para el tratamiento de grandes sistemas estructurales complejos.

SUMMARY

They are briefly exposed the design and construction essential characteristics of two big composite bridges, in prestressed concrete and structural steel, using cross unicellular trapezoidal box sections, for the lintel, and very big intermedial piers —with sculptural character— in prestressed concrete, with full continuity with the lintel to obtain very slender framed systems of expressive shape.

The geometrical characteristics of these bridges are:

Tortosa bridge:
102-180-102 m. $h_1 = 6,40$ $h_1/L = 28$
 $h_c = 3,20$ $h_2/L = 56$

Valencia bridge:
53-106- 53 m. $h_1 = 4,50$ $h_1/L = 23,5$
 $h_2 = 2,40$ $h_c/L = 47$

They are studied the construction processes and their control by the evolutive analysis automatic program DIFEV, very able for the treatment of big and complex structural systems.

* * *

MASTER EN DIRECCION DE EMPRESAS CONSTRUCTORAS E INMOBILIARIAS

Para el Curso Académico 91-92, el Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad Politécnica de Madrid y patrocinado por la Fundación General de la Universidad Politécnica de Madrid, ha programado un "MASTER EN DIRECCION DE EMPRESAS CONSTRUCTORAS E INMOBILIARIAS", con arreglo al siguiente detalle:

AREAS DE CONOCIMIENTO

- Empresa y Dirección.
- Dirección Financiera.
- Recursos Humanos.
- Dirección Administrativa.
- Marketing y Promoción.
- Derecho Tributario y Sistema Fiscal.
- Aspectos Legales y Gestión Urbanística.
- Informatización.
- Temas Monográficos (en cada una de las áreas).

LUGAR Y DURACION DEL CURSO

Las clases serán en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.
Octubre 91-Junio 92.
Dos días por semana, de 18 a 22 horas.

REQUISITOS DE ADMISION

- Postgraduados de Universidad Española o Extranjera.
- Entrevista personal.
- Plazas limitadas.

MATRICULA

El coste total del Curso, incluyendo matrícula y documentación es de 890.000 pesetas.

DIPLOMA

El título de Master es expedido por el Rector de la Universidad Politécnica de Madrid.

INFORMACION E INSCRIPCION

Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid
Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas
De 10,30 a 14 y de 16 a 20 horas. Srta. Silvia García
Tel.: 544 78 39 - Fax: 544 87 80
Avda. Juan de Herrera, s/n - Ciudad Universitaria
28040 MADRID

Pasos superiores sobre el N.A.F.A.

Juan Luis Bellod
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTEYCO, S.A.

David Fernández-Ordóñez
Luis de Santiago
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Dirección General Infraestructura del Transporte

1. INTRODUCCION

En el año 1989, la empresa ESTEYCO recibió, por parte de la Dirección General de Infraestructura del Transporte, del Ministerio de Transportes, Turismo y Comunicaciones, el encargo de redacción del Proyecto Reformado de Supresión de pasos a nivel en sus tramos: Getafe-Villasca, Villasca-Mascaraque, Mascaraque-El Emperador y El Emperador-Ciudad Real. En dicho proyecto se incluía el diseño de cerca de setenta estructuras sobre la nueva línea ferroviaria de alta velocidad que unirá, próximamente, Madrid y Sevilla.

El problema del cruce de una carretera sobre las vías de un ferrocarril es uno de los que, con más frecuencia, se plantean en la práctica profesional y es bien evidente que se resuelve de muy variadas formas. Esto significa, entre otras cosas, que no existe una solución universalmente aceptada y que los condicionantes topográficos y geotécnicos, los hábitos de los constructores y otras circunstancias son con frecuencia determinantes en la elección del tipo de obra. En nuestro caso, se pueden destacar los siguientes:

—*Rapidez y fiabilidad del proceso de construcción:* La ejecución de los pasos superiores podía ser una de las actividades determinantes del plazo de construcción. Teniendo, por otra parte, la obra ferroviaria, una vocación esencialmente lineal, había que evitar interrupciones y perturbaciones que pudieran provocar las obras transversales.

—*Reducción de las necesidades futuras de mantenimiento:* Una concepción robusta de la obra, junto con una cuidada construcción, contribuye a ello, así como una atención a los detalles de evacuación del agua. Es bien sabido que las juntas y apoyos suelen ser elementos que exigen la mayor atención de los responsables de la conservación de este tipo de obras. En consecuencia, la reducción o eliminación de juntas y apoyos es muy deseable.

—*Concepción unitaria del conjunto de los pasos,* lo que, además de las ventajas de carácter constructivo, contribuye a crear, junto con los otros elementos de la obra, sus propias y diferenciadas señas de identidad.

—*Protección de la vía:* Considerar las ventajas de las barreras rígidas o semirrígidas que alejan al peatón del borde e impiden, en caso de accidente, posibles caídas de vehículos sobre la vía.

—*Mitigar el impacto de las obras:* Una obra tecnológicamente tan avanzada y que, por otra parte, sintoniza tan adecuadamente con los plantamientos medioambientales más exigentes, debería tener, desde este punto de vista, una coherencia global. A este respecto son preferibles, en general, los pasos inferiores y debe tratarse de solucionar con ambición los problemas de drenaje que suelen justificar muchas veces los pasos superiores, que suelen ser más costosos, requieren importantes volúmenes de tierras adecuadas y provocan un mayor impacto en el paisaje. A pesar de ello, las condiciones topográficas del terreno hicieron abandonar, en este caso, la resolución de los cruces por medio de pasos inferiores.

Las características comunes a todos los pasos son las que se indican a continuación:

- Estructuras de tres vanos.
- Luces variables de 13 a 23 m.
- Gran variedad de esviajes.
- Anchos de 9 y 12 m.

En los 3 últimos tramos se adoptó una solución convencional, consistente en tableros isotáticos de vigas apoyadas sobre neoprenos. Las pilas centrales se resolvían por medio de fustes recogidos por un dintel sobre los que se situaban los correspondientes apoyos. Los estribos estaban constituidos por sillas de pequeña altura, descansando sobre el terraplén. Sin embargo, en el primer tramo, entre Getafe-Villasca, se optó, para el proyecto de los 15 pasos superiores, por una tipología estructural

novedosa y sencilla que añade una alternativa más de posible aplicación a obras similares y que a continuación se describe.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL Y TIPOLOGÍA DESARROLLADA

Las estructuras objeto de esta comunicación están constituidas por un tablero de vigas rectangulares, postensadas, rigidamente unidas en pilas y estribos.

En la figura 1, se indica de forma esquemática la solución estructural desarrollada.

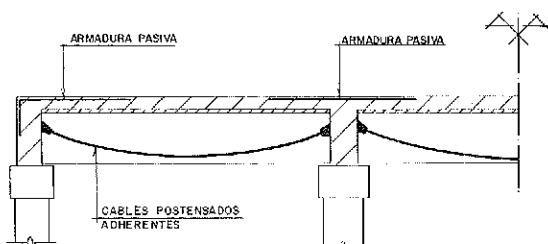


Fig. 1.

En la introducción de esta Comunicación se exponían algunos de los condicionantes característicos que se podían identificar para este conjunto de pasos y que la concepción de las obras debía de contemplar:

- Rapidez y fiabilidad del proceso de construcción.
- Reducción de las necesidades futuras de mantenimiento.
- Concepción unitaria del conjunto de pasos.
- Protección de la vía.
- Mitigar el impacto de las obras.

A partir de los condicionantes expuestos y de acuerdo con los criterios que se indican posteriormente, se propuso la construcción de tableros de vigas rectangulares, rigidamente unidas en pilas y estribos.

Los hitos principales que merecen destacarse en la concepción de las estructuras, son los que se indican a continuación:

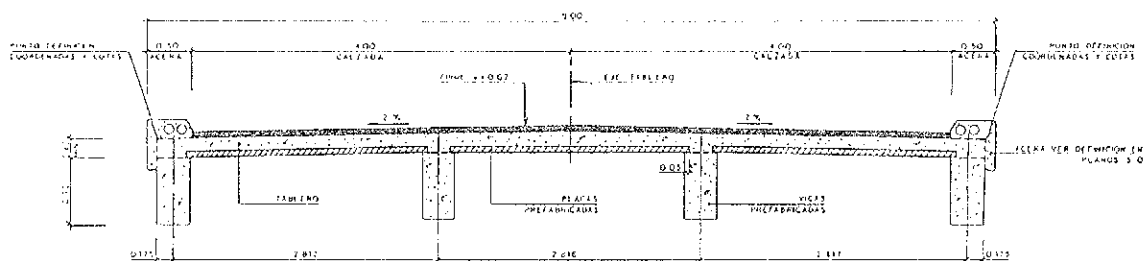
—Utilización de vigas prefabricadas, de hormigón H-300, con pretensado parcial. Desde el punto de vista estructural, hay que subrayar que en este tipo de obras, con luces reducidas, los esfuerzos predominantes son los producidos por el carro de 60 toneladas y que el peso propio de las vigas es un porcentaje muy reducido, del orden del 10%, de los esfuerzos totales. Consiguientemente y en contra de lo que sucede

en estructuras con mayores luces, no tiene mayor interés la reducción del peso de las vigas, que se suele lograr complicando la geometría de su sección para reducir espesores, exigiendo una cuidadosa ejecución que obliga a una prefabricación en un taller muy bien equipado. Las formas complejas de las secciones tradicionales de las vigas prefabricadas, con las masas de hormigón concentradas en las cabezas y con un espesor muy reducido de alma, se justificaba también porque de esta manera se incrementaba el rendimiento de la sección, alejando el riesgo de que se produzcan tracciones, en fase de servicio, tal como exigían las normas. Como contrapartida, resultan vigas muy poco robustas y de un coste elevado.

Con la aceptación generalizada del pretensado parcial, la sofisticación en las formas de las secciones de las vigas tiene menor razón de ser, especialmente en el caso de luces reducidas. Aceptar un cierto nivel de tracciones en fase de servicio y para condiciones poco frecuentes de carga, controlando la fisuración por medio de una armadura pasiva que comparta con las activas la responsabilidad de la seguridad de la obra, tiene notables ventajas. Se puede disminuir, así, la importancia de las fuerzas de pretensado que serían necesarias en el caso del pretensado total. Se puede reducir, por ello, la calidad H-450 exigida generalmente para los hormigones de las vigas prefabricadas; se reducen los problemas que plantea la fluencia del hormigón y se pueden controlar mejor las deformaciones; se justifican mejor secciones de forma rectangular mucho más robustas y de una gran sencillez constructiva; se pueden utilizar cables postensados, lo que no es posible en las vigas tradicionales dadas las dimensiones del alma y cabeza de la sección. Todo ello, hormigones de menores resistencias, sencillez de construcción, utilización de cables postensados, ofrecía un interés indudable en un caso como el que nos ocupa.

Los estudios realizados permitieron proponer una solución genérica con vigas de sección rectangular, de 0,35 m de ancho y 0,70 m de altura, con un hormigón de H-300, postensada con dos cables de 6 torones de 0,5 pulgadas, con un complemento de armadura pasiva para controlar la fisuración y alcanzar los coeficientes de seguridad exigibles.

Con estas vigas se resolvía la totalidad de los casos planteados. Así, en el caso de los pasos rectos, con 9,0 metros de anchura, se dispusieron 4 vigas por tablero, separadas 2,82 metros entre ejes. Los pasos rectos, de 12,0 metros de anchura, se resuelven con 5 vigas por tablero. A medida que se aumenta el esviaje, aumenta el número de vigas. En los casos más desfavorables (ángulos de esviaje próximos a 50 g), el tablero de 9,0 metros se puede resolver con 8 vigas y con 10 el tablero de 12,0 metros. Tene-



SECCION TRANSVERSAL

Fig. 2.

mos, por tanto, una tipología única y una gran cantidad de vigas de sencilla construcción, que sólo difieren en pequeños detalles de armado y en su longitud. El peso de cada viga, de unos 600 kg por cada metro lineal, en los casos más frecuentes no supera las 9,0 toneladas, siendo por tanto fáciles de manipular y transportar.

En cuanto al proceso constructivo, las vigas se pueden ejecutar en un taller de muy sencilla preparación, sin requerir bancadas de pretensado, no se necesitan hormigones de altas resistencias, el encofrado es muy elemental y, en definitiva, las vigas son muy manejables. No se trata, por ello, tanto de un taller convencional sino más bien de un área de fabricación que no necesita estar siquiera cubierta. Otra alternativa posible era construir las vigas junto a cada paso; de esta forma el menor rendimiento en la producción se compensaría con los menores costes por manipulación y transporte.

Una solución como la propuesta puede ser, por otra parte, más fiable y flexible en cuanto a plazos de ejecución, al no depender de agentes externos, con programas de suministro más rígidos y, con frecuencia, más inciertos.

—*Pórticos de apoyo contruidos "in situ"*: Constituidos por fustes circulares de 0,70 m de diámetro (dos, tres o cuatro, según se trate de tableros rectos, de 9 ó 12 metros, o de tableros esviados), con un dintel de hormigón armado atando las cabezas de las pilas y una cimentación constituida por una zapata de dimensiones adaptadas a las características geotécnicas del terreno de cimentación. En nuestra opinión, contrastada por nuestra experiencia, el interés de la prefabricación de estos pórticos es muy limitado y, en cualquier caso, la expectativa de reducir por esta vía el coste o plazo de la obra era muy limitada. Disponiendo de robustos encofrados que tendrán un gran número de aplicaciones, y organizando eficientemente la obra, se puede conseguir un precio y unos plazos que compitan con soluciones prefabricadas, más delicadas de ejecución.

—*Pórtico enterrado en estribos, frente a silla*

sobre el terraplén: La solución de silla sobre terraplén de acceso, siempre es de comportamiento incierto y muy especialmente en estructuras hiperestáticas, como las que nos ocupan. La única razón para justificarla, es una pequeña reducción del costo de la obra y, como contrapartida, el riesgo de incidentes y una mayor atención al mantenimiento de la obra. Un asiento de la silla daría lugar a una delicada reparación que obligaría a cortar el tráfico, con el daño para la imagen de quienes promovieron y construyeron la obra. El pórtico enterrado mejora la calidad de la obra y disminuye los riesgos apuntados, a costa de un incremento aceptable del presupuesto de las obras.

—*Eliminación de todo tipo de juntas*: Hace ya algunos años se comenzó a extender el hábito de eliminar la junta entre tableros isostáticos, dando continuidad a la losa hormigonada sobre las vigas. Para dotarla de mayor flexibilidad, se reducía el espesor de la losa; y para limitar los efectos de la fisuración se armaba fuertemente la zona de continuidad. Esta tendencia ha conducido, más recientemente, a plantear la eliminación completa de juntas en obras de luces pequeñas. En particular, en Estados Unidos, en un gran número de Estados y en un número importante de obras, se han eliminado las juntas. La longitud de las obras, así proyectadas, tiende a aumentar en función de las experiencias positivas que se han acumulado a partir de las estructuras ya construidas.

En las obras que nos ocupan está perfectamente justificado utilizar estos sistemas. Para ello, como se ve en los esquemas adjuntos (Fig. 3), una vez colocadas las vigas directamente sobre el dintel, y al tiempo que se hormigona la losa del tablero, se solidarizan losas, vigas y dinteles, tanto en los pórticos intermedios como en los pórticos enterrados de los estribos. En estos últimos, la flexibilidad de las pilas limita los momentos de empotramiento. La armadura de la losa hormigonada "in situ" se dimensionó para controlar la fisuración producida por las sobrecargas; fisuración que, en cualquier caso, no será mayor que la que se admite implícita-



Fig. 3.

mente como aceptable cuando se elimina la junta entre tableros por continuidad de la losa, exclusivamente. Con la solución propuesta se eliminan juntas y apoyos de neopreno, elementos siempre delicados desde el punto de vista de la conservación y durabilidad de las obras. Se consigue también una obra monolítica y más robusta, con las consiguientes ventajas.

—*Prelosas prefabricadas:* Los criterios que influyeron en la definición de las losas prefabricadas, colaborantes, frente a otras posibles soluciones, han sido:

—Hormigonado continuo del tablero, eliminando cimbras y encofrados.

—Rapidez de ejecución.

—Frente a soluciones más usuales, consistentes en encofrados perdidos, se ha preferido utilizar losa colaborante, que proporciona un ahorro y un mayor monolitismo.

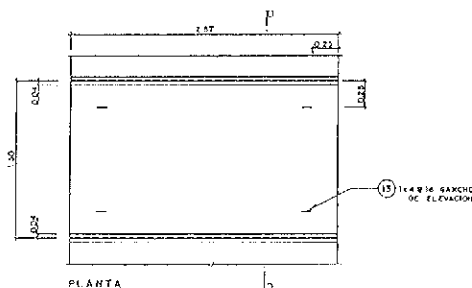
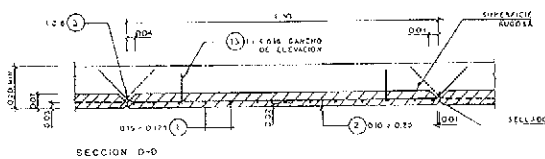


Fig. 4.

Las losas prefabricadas tienen un espesor de 7 cm y unas dimensiones en planta de 2,50 x 1,50 m.

Tal y como muestra la figura 4, los bordes de la losa presentan un quiebro que favorece el sellado en la zona de unión entre losas contiguas, así como el anclaje de las armaduras pasantes. En la práctica no se presta atención alguna a este detalle y es frecuente que las pérdidas de lechada provoquen importantes manchas en el hormigón visto.

La armadura transversal de la losa queda incluida en la losa prefabricada. La resistencia a esfuerzo rasante se confía directamente a la adherencia entre las placas y el hormigón fresco del tablero. Para ello, se cuidó muy especialmente la rugosidad de la superficie de contacto de la placa.

—*Barrera de seguridad rígida:* La gravedad de los posibles accidentes que podrían producirse al caer un vehículo a la vía y el deseo de buscar un adecuado diseño de forma que consiguiera la necesaria robustez sin, por otro lado, dar una pesadez a la obra que afectaría negativamente a su aspecto estético, hicieron que se optara por una barrera rígida, metálica, galvanizada, formada por postes IPE-330 cortados en sentido longitudinal, sobre los que apoyan 3 largueros horizontales, de sección cuadrada 100 x 100 x 4. La unión de los postes al tablero se diseñó a modo de "fusible", de forma que en caso de producirse un impacto superior al de diseño, no se dañase la estructura.

En la figura 5, se muestra una sección de la barrera y el detalle de anclaje de la acera.

Es posible encontrar referencias de estructuras similares a las que se presentan en esta comunicación, en algunas publicaciones extranjeras:

"Indeterminate Prestressed Concrete Structures".

"Civil Engineering/ASCE" de Noviembre-85.

En ambos casos se hace especial hincapié en que la continuidad se establece por la vía de disponer armadura pasiva.

En nuestro país, podemos encontrar ejemplos de estructuras parecidas, pero algo más complicadas, en las que se establecía un pretensado de continuidad en la zona de apoyos.

3. ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1. Diseño, asistido por ordenador, de las estructuras

Con relación al diseño detallado de cada uno de los pasos, en su doble vertiente de definición

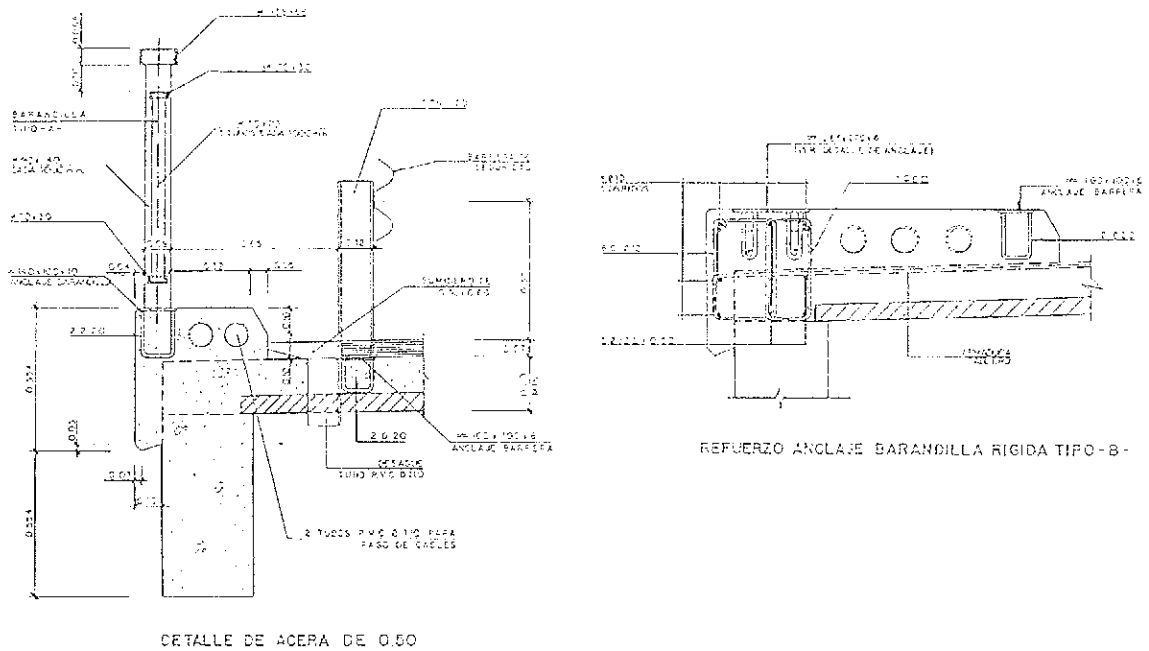


Fig. 5.

de planos y cálculos justificativos, el ordenador desempeñó un importante papel:

—Por medio de un potente Programa de Diseño, asistido por ordenador (MEDUSA), se procedió a parametrizar todas aquellas variables que determinan la definición de la estructura:

- Esviaje.
- Ancho del tablero.
- Altura y número de pilas.

- Número y longitud de vigas.
- Taludes.
- Detalles y acabados, como sumideros, barrera...
- Cimentación.

A partir de estos datos, definidos por el usuario, se generaban los planos correspondientes, de los que se muestra un ejemplo en la figura 6.

—Para evaluar con cierto rigor los esfuerzos

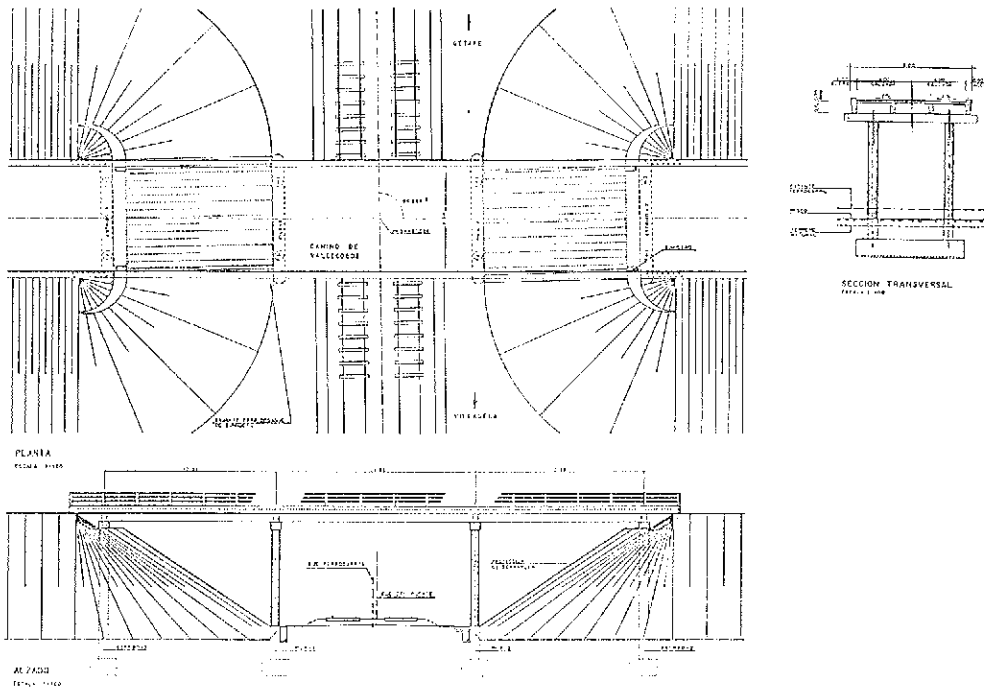


Fig. 6.

debidos a la carga muerta, sobrecarga y carro, se hace preciso plantear un emparrillado especial que tenga en cuenta, adecuadamente, la rigidez de los fustes y vigas. Dada la tipología relativamente uniforme, no resultó muy costoso elaborar el programa GESTOR, que genera automáticamente los nudos, barras, estados de carga, condiciones de apoyo, ...

Los datos introducidos por el usuario son:

- Angulo de esviaje.
- Número de partes en que se divide cada vano.
- Número de vigas.
- Separación entre vigas.
- Luces de los vanos.
- Ancho del tablero.
- Altura de pilas.
- Voladizo del dintel.
- Número de fustes por dintel.
- Ancho y canto de las vigas.
- Canto de la losa.
- N.º de hipótesis debido a sobrecarga y carro.
- Sobrecarga uniforme en cada vano.
- Posición (x, y) respecto a unos ejes generales de cada carga puntual del tren de cargas.

En la figura 7 se muestra una perspectiva del emparrillado obtenido para un caso determinado.

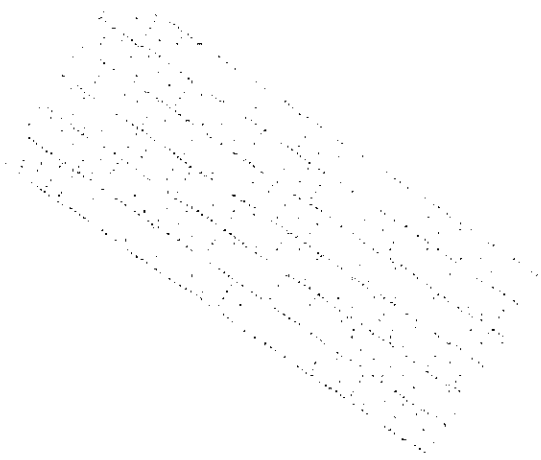


Fig. 7.

Este hecho motiva una atención mayor que la que suele ser habitual en otras tipologías estructurales. Además, no hay que olvidar que las características mecánicas de las secciones y las acciones debidas al pretensado, varían con el tiempo.

Para el cálculo, se han distinguido las acciones y esquemas estructurales que se incluyen en el cuadro adjunto.

Una vez establecida la continuidad longitudinal de vigas, tablero y dinteles, puede resultar complicado la evaluación de esfuerzos, dado

3.2. Cálculo de esfuerzos

En una estructura como la que nos ocupa, el proceso evolutivo de la misma es determinante en la evaluación de los esfuerzos que la solicitan.

ACCION	ESQUEMA ESTRUCTURAL	SECCION RESISTENTE
1. Peso propio viga	VIGA ISOSTATICA	RECTANGULAR NETA
2. Pretensado inicial y pérdidas por rozamiento y penetración de cuña.		
3. Pérdidas por acortamiento elástico.		RECTANGULAR HOMOGENEIZADA
4. Pérdidas diferidas (retracción, fluencia y relajación) hasta el hormigonado de la losa.		
5. Peso propio tablero.		
6. Carga muerta.	ENTRAMADO ESPACIAL. TABLERO + PILAS + ESTRIBOS	COMPUESTA VIGA + LOSA HOMOGENEIZADA
7. Resto de pérdidas diferidas (retracción, fluencia y relajación).		
8. Sobrecarga uniforme.		
9. Carro de 60 t.		

que existen ciertos interrogantes de no fácil contestación:

—Las deformaciones impuestas debidas a retracción, fluencia y temperatura, ¿provocan esfuerzos significativos que deben ser tomados en consideración en la comprobación de la estructura para E.L.S. y E.L.U.?

—El relleno de tierras entre los fustes ¿es causa de una rigidización de los mismos, disminuyendo la altura útil a efectos de deformabilidad?

—El cálculo de esfuerzos ¿debería tener en cuenta la posible fisuración de la sección de apoyo de hormigón armado y su pérdida de rigidez frente al resto de secciones de hormigón pretensado + armado? En caso de que así fuera, las situaciones de servicio y en estado límite último serían diferentes, pues la pérdida de rigidez sería más importante en el segundo caso.

Resolver las cuestiones anteriores puede resultar una tarea ardua, cuya resolución "exacta" no dejará en el fondo de ser "aproximada".

Llegado a este punto y a modo de paréntesis, puede ser interesante hacer una llamada de atención sobre algo que, por elemental, es a veces olvidado. No hay que identificar la realidad física con el modelo matemático que lo intenta explicar. Se habla, en algún caso, del complejo comportamiento de un fenómeno, sin tener en cuenta que la dificultad mayor estriba en el método de cálculo utilizado, exagerado frente a la dificultad real del mismo. Perder el contacto con las variables reales del problema, puede llevar a una dispersión en la información y a un alejamiento en la solución.

Hecha esta salvedad, veamos qué criterios permitieron soslayar las cuestiones planteadas con anterioridad.

—Los esfuerzos debidos a deformaciones impuestas son proporcionales a la rigidez del elemento estructural de que se trate. Por otro lado, es bien conocido el comportamiento no lineal del hormigón armado. No es complicado analizar, a partir del diagrama momento-curvatura de la sección, que el efecto de las

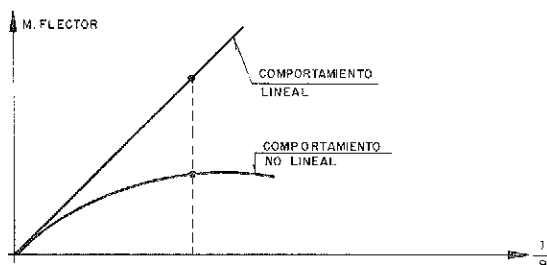


Fig. 8.

deformaciones impuestas se ve muy mitigado en estados avanzados de cargas y no tiene prácticamente ninguna trascendencia en el E.L.U. de rotura.

—Las condiciones termo-deformacionales del relleno de tierras son siempre difíciles de establecer a priori y no parece que su trascendencia justifique estudios y análisis geotécnicos que, en cualquier caso, sólo sería posible establecer una vez realizada la obra. Como alternativa, en la fase de proyecto, se analizó el fenómeno por la vía de suponer la existencia de un conjunto de muelles en los fustes de los estribos. La constante de cada muelle se evaluó como el producto del coeficiente de balasto, función de la profundidad, y el área de influencia del fuste. En función de la bibliografía existente sobre el tema, se tantearon diversas leyes (lineal, cuadrática) y valores máximos de la constante de balasto. Se pudo constatar que las diferencias no eran muy apreciables.

—El cálculo de esfuerzos y tensiones, en este caso, puede ser ciertamente complicado, en función del rigor que se desee. En cualquier caso, este rigor en el cálculo no siempre se ve correspondido con un conocimiento exacto de las propiedades de los materiales. En función de éstos es posible conseguir variaciones en el cálculo de tensiones de $\pm 15-20$ kp/cm².

Sin menoscabo de los cálculos, que son necesarios y hay que realizarlos, es preciso romper las estrechas limitaciones con las que la Instrucción EP-80 encorseta a las estructuras, agrupándolas en clases, función de un parámetro que es, cuanto menos, difícil de conocer con exactitud. En nuestro caso, habría que haber calculado la sección de apoyos con los criterios de la Instrucción EH-88 y la de vano con la Instrucción EP-80, todo ello referido a la fisuración, cálculo en rotura...

Es seguro que, en un futuro, el hormigón armado y el hormigón pretensado serán vistos desde una óptica común.

3.3. Criterios de dimensionamiento

Las estructuras se han dimensionado con criterios de pretensado parcial. Con ello se ha logrado romper la excesiva rigidez impuesta por el pretensado total que exigía tracciones nulas en cualquiera de las posibles situaciones de servicio. Este hecho ha sido especialmente llamativo en la situación de vacío de la viga, es decir, sometida a la acción de peso propio y pretensado. Al disponer la fuerza de pretensado necesaria para garantizar la seguridad en estado límite último con la estructura sometida a la totalidad de cargas, nos encontramos que la sección central de la viga se encuentra sometida

a tracciones importantes en su fibra superior. Con la adecuada disposición de armadura pasiva, este problema temporal queda completamente minimizado. Una vez hormigonado el tablero, por efecto del peso de éste, la fibra superior queda comprimida, cerrándose en su totalidad las fisuras.

El cálculo del estado tensional en condiciones de servicio, en las secciones más significativas, ha servido para evaluar los correspondientes anchos de fisuras y disponer la armadura de cosido necesaria.

La continuidad de las vigas se ha establecido con armadura pasiva, de forma que se garantice la seguridad de la misma, frente a la carga muerta y sobrecarga.

Además, se hizo un control, en las secciones críticas, de la ductilidad o capacidad de rotación. Es un hecho bien conocido que esta circunstancia se ve muy favorecida por la existencia de armadura pasiva, por lo que representa un argumento más a favor del pretensado parcial.

4. ACCION DEL PRETENSADO

Como ya se indicó, para esta tipología estructural, en la que las características mecánicas de las secciones varían con el tiempo, es especialmente difícil la determinación exacta de la acción del pretensado. Es un hecho conocido la dificultad que entraña la determinación realista de los parámetros que gobiernan los fenómenos de retracción, fluencia, relajación...

Como ya se ha indicado en el apartado 3.3. "Criterios de dimensionamiento" hay que concederle un interés relativo al cálculo "exacto" de las pérdidas de pretensado como paso previo al cálculo de tensiones. Además, realizando el análisis estructural con criterios de pretensado

parcial es posible adoptar una mayor liberalidad, siempre que se haga un control adecuado de la ductilidad de las secciones críticas.

A partir de los parámetros e hipótesis básicas incluidas en la Instrucción EP-80, se realizó el cálculo de las pérdidas de pretensado, de las que a continuación se incluye un breve resumen.

Para la sección de vano de una de las vigas del tramo central, los valores obtenidos fueron los que se incluyen en el Cuadro 1.

Algunas conclusiones que podemos obtener de los resultados presentados se refieren al valor no excesivo de las pérdidas por fluencia, consecuencia de la robustez de la sección y de la cuantía moderada de la fuerza de pretensado.

5. ANALISIS DE TENSIONES

El cálculo de tensiones se planteó a partir de las hipótesis de cálculo vistas con anterioridad, que recogen el proceso evolutivo de la estructura.

Para la sección de vano de la viga más cargada del tramo central, se incluye en el Cuadro 2 un resumen de tensiones en las fibras superior e inferior de la viga.

Del análisis de los valores presentados, hay que destacar que la situación más crítica se produce en la fibra superior de la viga y ante un estado de cargas que realmente se da en la estructura. No hace falta recordar aquí la mínima probabilidad de que, a lo largo de la vida de la estructura, se produzca un estado tensional equivalente a la acción de la sobrecarga uniforme y el carro que prescribe la Instrucción de Puentes de Carreteras.

La armadura pasiva dispuesta en la fibra superior, permitió reducir el efecto de la fisuración en el hormigón, hecho que se pudo comprobar, realmente, en la totalidad de las vigas puestas en obra.

Cuadro 1

TIPO DE PERDIDA		VALOR	% INICIAL	Sección sobre la que actúa	Po = 170 t
INSTANTANEAS	Rozamiento	5,74	3,4	SECCION VIGA NETA	
	Penetración de cuña	4,78	2,8		
	Acortamiento elástico	3,50	2,1		
	Pérdidas instantáneas	14,00	8,2	Pki = 156,0 t	
DIFERIDAS	Hasta el hormigonado de la losa	Retracción	0,90	0,5	SECCION VIGA HOMOGENEIZADA
		Fluencia	3,10	1,8	
		Relaj. acero	2,50	1,5	
	Después de hormigonar la losa. $t \rightarrow \infty$	Retracción	3,85	2,3	SECCION VIGA + LOSA HOMOGENEIZADA
		Fluencia	9,70	5,7	
		Relaj. acero	2,96	1,7	
Pérdidas diferidas		23,2	13,7	Pkf = 133 t	

FIBRA SUPERIOR

CONCEPTO	Parcial (kp/cm ²)	Acumulada (kp/cm ²)
Peso propio	60	—
Pretensado inicial y pérdidas por rozamiento	—101	—41
Pérdidas por acortamiento elástico	2	—39
Pérdidas diferidas, hasta el hormigonado de la losa	3	—36
Hormigonado de la losa	127	91
Carga muerta	1	92
Pérdidas diferidas, después del hormigonado de la losa. $t \rightarrow \infty$	—1	91
Sobrecarga uniforme	2	93
Carro	5	98

FIBRA INFERIOR

CONCEPTO	Parcial (kp/cm ²)	Acumulada (kp/cm ²)
Peso propio	—61	—
Pretensado inicial y pérdidas por rozamiento	236	175
Pérdidas por acortamiento elástico	—5	170
Pérdidas diferidas, hasta el hormigonado de la losa	—8	162
Hormigonado de la losa	—110	52
Carga muerta	—6	46
Pérdidas diferidas, después del hormigonado de la losa. $t \rightarrow \infty$	—9	37
Sobrecarga uniforme	—20	17
Carro	—57	—40

Cuadro 2

6. PRUEBA DE CARGA

En el momento de presentar esta comunicación, se han realizado, por parte de GEOCISA, las pruebas de carga correspondientes a algunos de los pasos.

Como resumen de los resultados de las mismas, que amablemente se nos cedió, podemos concluir:

—Las flechas máximas fueron del orden de 4,5 mm, lo que representa una relación flecha/luz de 1/3400, valor muy pequeño.

—Una vez realizados los ajustes necesarios relativos a anchos eficaces, características de los materiales... se pudo constatar la buena aproximación alcanzada por los cálculos teóricos, con relación a los valores medidos.

—Del control visual antes y después de la prueba, no se detectó, en ningún caso, fisuración alguna debido a la acción de la carga.

7. CONCLUSIONES

Como conclusión final, podemos referirnos a las grandes posibilidades de utilización del pretensado en la obra pública, que pueden verse aumentadas si, como en el caso que nos ocupa, logramos romper la barrera divisoria que hasta fechas recientes existía entre las estructuras de hormigón armado y hormigón pretensado, entre elementos prefabricados y realizados "in situ". Es posible que diferentes técnicas constructivas coexistan en un mismo diseño estructural, aprovechando de cada una las ventajas que plantea cada caso concreto.

Condiciones económicas, plazos de ejecución..., pueden ser determinantes y responsables de la utilización de cualquiera de las muchas opciones posibles.

La construcción de las estructuras fue adjudicada a una unión temporal de empresas formada por Cubiertas y MZOV y Vías y Obras.

El Director de Proyecto fue el Ingeniero de Caminos, D. Luis de Santiago.

La prueba de carga de los pasos construidos en el momento de redactar esta comunicación fue realizada por GEOCISA.

El Proyecto de las estructuras fue realizado por el equipo técnico de ESTEYCO, S.A.

8. RESUMEN

La comunicación que se presenta recoge la experiencia de proyecto y construcción de un conjunto de pasos sobre el FF.CC. de alta velocidad, en el tramo Getafe-Villaseca.

La solución propuesta añade una alternativa más a las ya existentes en la actualidad. Consiste en un tablero de vigas postensadas, rectangulares, susceptibles de ser construidas a pie de obra. Con posterioridad a la colocación sobre los dinteles, se establece la continuidad entre éstos y las vigas de vanos contiguos, por medio del hormigonado de una viga riostra. Esta con-

tinuidad se establece, únicamente, por medio de armadura pasiva. En la comunicación se exponen los criterios de dimensionamiento establecidos, detalles de nudos, procedimiento constructivo y resultados de las pruebas de carga.

SUMMARY

This paper summarizes the experience in the project and construction of a set of bridges over the high speed railway between Getafe and Villaseca.

The proposed solution gives one more alternative to the currently used. It consists of a deck made with postensioned rectangular beams, that can be constructed on site. Once the beams have been put in place it comes the concreting of a brace beam to establish the continuity of the deck and the pier. This continuity is made just with reinforcement.

We will expose the structural criteria, connection details, process of construction and load test results.

* * *

NUEVO MASTER EN INFORMATICA PARA ARQUITECTURA, URBANISMO Y GESTION INMOBILIARIA

El Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la Universidad Politécnica de Madrid ha puesto en marcha el nuevo Master en Informática para Arquitectura, Urbanismo y Gestión Inmobiliaria que se desarrollará en la Escuela de Arquitectura.

El Master tiene como objetivo la formación de Titulados Superiores en el conocimiento y aplicación profesional de técnicas informáticas en cada una de las áreas específicas de la edificación. Nace por la necesidad de solucionar los problemas planteados a los profesionales de la arquitectura, muy proclives al uso de la informática, a la hora de elegir las herramientas o manejarlas.

Las grandes ventajas de la informática unidas a su inevitable implantación hoy en todos los sectores, ha motivado que el Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas incorpore, en el marco de los Estudios de Postgrado, un Master que otorgue un alto nivel de formación y especialización sobre las aplicaciones informáticas en todas las tareas que integran el proceso de edificación: desde la fase de preparación del proyecto, o la gestión del suelo, a la promoción, gestión de la obra, construcción, venta y posterior mantenimiento.

Los estudios de postgrado son las enseñanzas que, dentro de la normativa vigente, llevan a cabo las Universidades, a través de las Escuelas, Facultades, Departamentos e Institutos, con el fin de facilitar una formación específica o una especialización a titulados universitarios. Estos estudios no se corresponden con los universitarios de primer y segundo ciclo ni con los de doctorado, teniendo carácter de propios de la Universidad.

La estructura del Curso es teórico-práctica y cuenta con el apoyo y la colaboración de Empresas informáticas que aportarán a las distintas unidades docentes la infraestructura y personal adecuado para llevar a cabo las prácticas en el propio ambiente empresarial. Se trata de que, al finalizar el curso, el alumno sea capaz de diseñar su entorno informático o el de la empresa, ajustándolo al rendimiento que se espera conseguir en las actividades informatizadas, tanto en cuanto a equipos como a programas o personal.

El contenido del Curso se divide en las áreas de proyecto, construcción y gestión inmobiliaria y entorno informatizado, complementadas con conferencias y mesas redondas sobre temas específicos.

Puente de la Alameda

Pilar Crespo Rodríguez
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTEYCO, S.A.

Carlos Lage
Ingeniero Industrial
CONSTRUCCIONES VERA, S.A.

1. INTRODUCCION

En julio de 1987 se finalizaba el Proyecto del Puente de la Alameda para la Unidad de Actuación U.A.-P.2, de Málaga. La empresa propietaria del Hipermercado "Continente", de acuerdo con el Ayuntamiento de Málaga, financiaba el proyecto y la construcción del puente, situado en las proximidades del centro comercial.

El puente está ubicado en la prolongación de la Avenida Cómputa y salva un tramo, todavía no construido, de la Ronda Exterior. Este lugar era una zona deprimida, en los alrededores de Málaga, con expectativas de crecimiento considerables, que el Ayuntamiento pretendía desarrollar mediante diversas actuaciones. El puente fue concebido, desde el primer momento, como una contribución importante a la evolución de su entorno y, como consecuencia, se prestó atención especial al aspecto estético. Así resultó la principal singularidad de la estructura: el color blanco del hormigón, tan a tono con esta provincia andaluza.

Las obras fueron adjudicadas en octubre de 1987 a la empresa local Construcciones Vera, que ejecutó los trabajos con el esmero necesario en una obra como la que se comenta. ESTEYCO realizó, además del Proyecto, la Dirección de Obra.

2. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

Se trata de dos estructuras gemelas, prolongación de sendas calzadas de la avenida en que se insertan. Permiten el paso de dos carriles en cada sentido, de 4,0 m de ancho, que, junto con una acera exterior de 3,0 m y una interior de 1,0 m, dan lugar a un ancho total, de cada tablero, de 12,0 m.

La tipología longitudinal corresponde a una losa continua de hormigón pretensado, de 66,0 m de longitud total, con un vano central de 36,0

m y dos laterales de 15,0 m cada uno. En planta, el eje presenta un esviaje de 18,03 g respecto a la Ronda Exterior.

La sección transversal tiene forma de trapecio invertido, con un canto de 1,20 m en la zona central y 0,15 m en el borde. La sección se alivia, en el vano central, mediante cinco aligeramientos circulares de 70 cm y 80 cm de diámetro. En los dos vanos extremos, la losa es maciza, para evitar el levantamiento del tablero en la zona de estribos.

Diez cables, organizados en tres familias de longitudes y trazados diferentes, pretensan el tablero longitudinalmente. Son cables Freyssinet, tipo 27K13. Una familia de cables cubre los tres vanos y consta de anclajes activos en ambos extremos. Las otras dos familias cubren dos vanos y parte del tercero; el anclaje, en este último, se consigue por adherencia, mientras que es activo en el extremo opuesto.

Las pilas, dos por estructura, tienen forma de V. Su ancho es variable, desde 3,5 m en cabeza hasta 2,5 m en la base. Tienen un espesor de 0,80 m, constante en todo el fuste.

El tablero descansa sobre apoyos de neopreno: dos en cada pila, de 750x650x70 mm, y tres en cada estribo, antideslizantes, de 400x250x83 mm.

La cimentación, tanto de pilas como de estribos, es directa, con zapatas de 6,5 x 5,0 y 1,70 m de canto, en el primer caso, y zapata corrida en el segundo.

En el tablero, las cuantías de los materiales son:

- Hormigón: 0,80 m³/m².
- Acero pasivo: 70 kg/m³.
- Acero activo: 18 kg/m³.

En las pilas:

- Acero pasivo: 250 kg/m³.

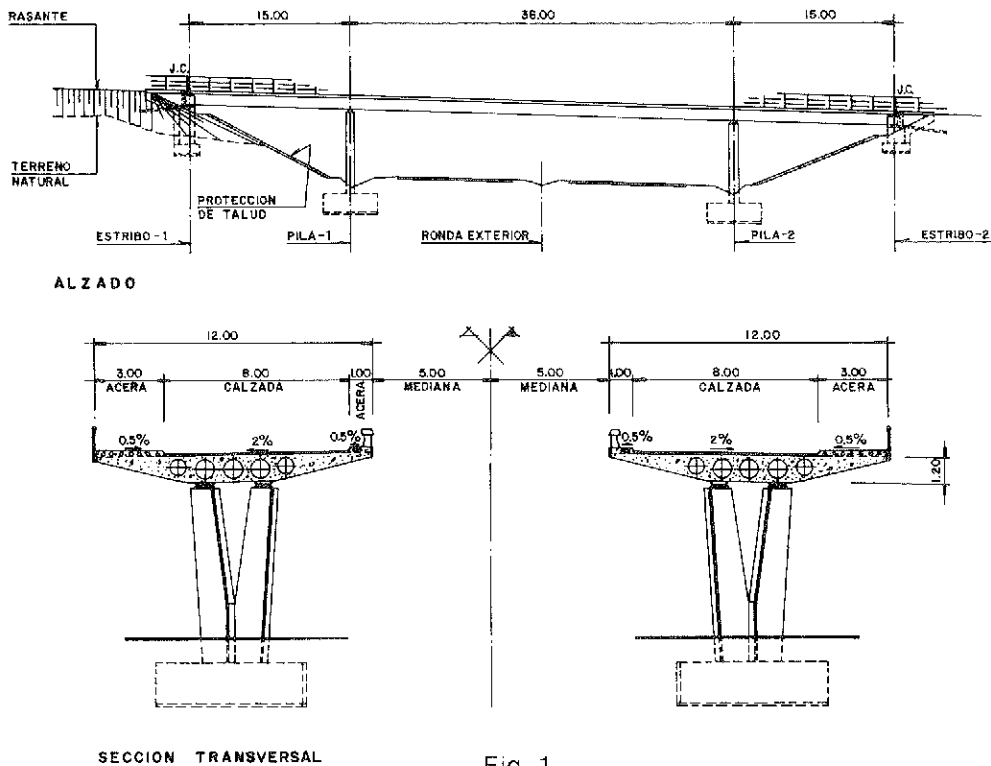


Fig. 1.

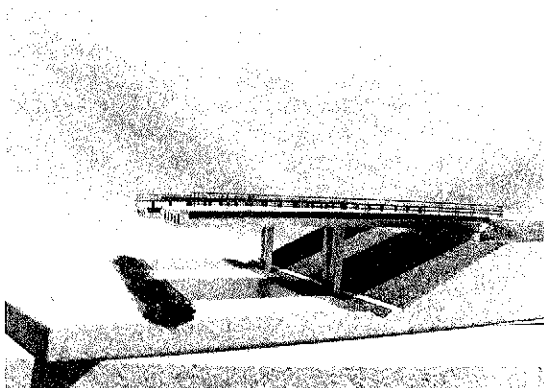


Fig. 2.

3. ASPECTOS SIGNIFICATIVOS

Los trabajos de construcción comenzaron en mayo de 1988 y finalizaron en agosto de 1989.

El desarrollo de las obras se vió condicionado, a lo largo de todo este período, por la presencia de una línea eléctrica aérea de alta tensión. Las torres de la línea estaban cimentadas en la mediana de la Avenida Cómpea, es decir, entre las dos estructuras que iban a ser construidas, y, aproximadamente, a la altura de los tableros de las mismas. Se realizó la excavación, necesaria para la ejecución de las pilas, manteniendo un montículo de tierras entre los dos puentes, de forma que no fuera necesario mover la línea. Para evitar el contacto accidental de la maquinaria con los cables eléctricos, se instaló un grupo de pórticos de madera, en forma de V, distribui-

dos cada 20 m, que constituían, fundamentalmente, un elemento de aviso. (Actualmente, se está llevando a cabo el desvío de la línea eléctrica).

La circunstancia que confirió un carácter especial a la obra fue la elección del color blanco para todos los elementos de hormigón visto. Una consecuencia de este hecho, que surgió ya en fase de proyecto, fue la necesidad de cuidar los detalles en barandillas y barreras, para evitar caminos de oxidación y aparición de manchas. La solución adoptada consiste en rematar los bordes laterales del tablero con una chapa de acero que, además de cumplir una misión estética, sirve como goterón corrido longitudinal. La misma chapa se coloca en la zona central de las pilas, formando una línea vertical que marca la simetría a la vez que añade una nota de color. Tanto barandilla como barrera arrancan de un perfil metálico en U cuyo canto coincide con el canto de la acera, sirviendo así de encofrado a la misma. Con la línea de sombra producida por el perfil, se favorece la percepción visual de la esbeltez del tablero, minimizándose de este modo el frecuente problema de regresamiento de canto que supone la presencia de las aceras.

Durante la construcción, hubo que tomar medidas destinadas a impedir la formación de manchas en los paramentos de hormigón. Fueron actuaciones simples, tales como protección de las pilas con plásticos durante los trabajos de movimiento de tierras posteriores a su desencofrado, lavado del interior de los encofrados antes del hormigonado, etc.

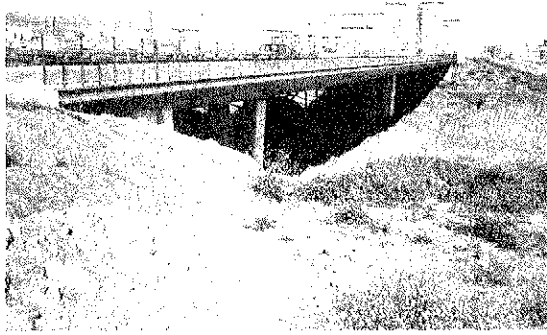


Fig. 3.

La necesidad de disponer de tolvas perfectamente limpias, es decir, sin restos de materiales correspondientes a hormigones grises, obligó a la fabricación y puesta en obra del hormigón en días no "laborables". El hormigonado de cada tablero (600 m³) se desarrolló a lo largo de una mañana de sábado, con un rendimiento de 100 m³/h.

Por último, y como colofón a esta comunicación, resulta interesante hacer una comparación económica entre el puente tal como se ha construido y su equivalente en hormigón gris. En el concurso de construcción, se solicitó a las empresas ofertantes una valoración de la obra con las dos alternativas de color. El precio del hormigón blanco se situaba en torno a 20.000 pts/m³, frente a 13.000 pts/m³ de hormigón gris. Esto es, el incremento de precio del material es de 55%, lo que supone un encarecimiento del 11% por metro cuadrado de estructura y del 9% respecto al presupuesto global de la obra (115 M.ptas en hormigón blanco y 104 M.ptas en hormigón gris).

Evidentemente, estas cifras representan costos no siempre fácilmente asumibles. Sin embargo,

* * *

BATIMAT-91

XVIII SALON INTERNACIONAL DE LA CONSTRUCCION

BATIMAT-91, número uno mundial de las ferias de construcción, celebrará su XVIIIª edición del 12 al 19 de noviembre de 1991, en el Parque de Exposiciones de la Porte de Versailles, de París, ocupando la totalidad de su superficie (227.000 m²).

Más de 3.500 expositores recibirán a más de 605.000 visitantes, entre ellos unos 34.000 extranjeros procedentes de 140 países.

Escaparate de la actualidad mundial, BATIMAT presentará las secciones: Materiales de base-componente de la obra bruta-armadura-cubierta-estanqueidad-aislamiento-carpintería de madera, metálica y plástica-cerramientos-

en esta ocasión, a la necesidad de un puente para la expansión de este barrio malagueño, y al deseo de que su diseño pudiera servir como estímulo para futuras realizaciones en la zona, se unió la disponibilidad económica suficiente para hacerlo posible.

En nuestra opinión, toda obra, grande o pequeña, es merecedora de la esmerada concepción y ejecución que precisa para ser algo más que un elemento funcional.

4. RESUMEN

Es un puente formado por dos estructuras gemelas, de 66 m de longitud, cada una de ellas con un ancho total de 12 m. Su tipología longitudinal corresponde a una losa continua de hormigón pretensado, con dos pilas intermedias. Así resulta un vano central de 36 m y dos laterales de 15 m.

La principal singularidad de la estructura es el empleo de hormigón blanco en todos sus elementos vistos. El objeto de esta comunicación es, precisamente, resumir las consecuencias que, la elección de este color para el hormigón, tuvo en el proyecto y la construcción del puente.

SUMMARY

The bridge consists of twin structures 66 m long, each 12 m wide. Its longitudinal nature is very amenable to a continuous prestressed concrete slab solution, with two intermediate supports. The central span is 36 m and the side spans are 15 each.

The unique feature of the structure is the use of white concrete for all elements except the footings. The purpose of this paper is to summarize the consequences of this choice of colour in the design and construction of the bridge.

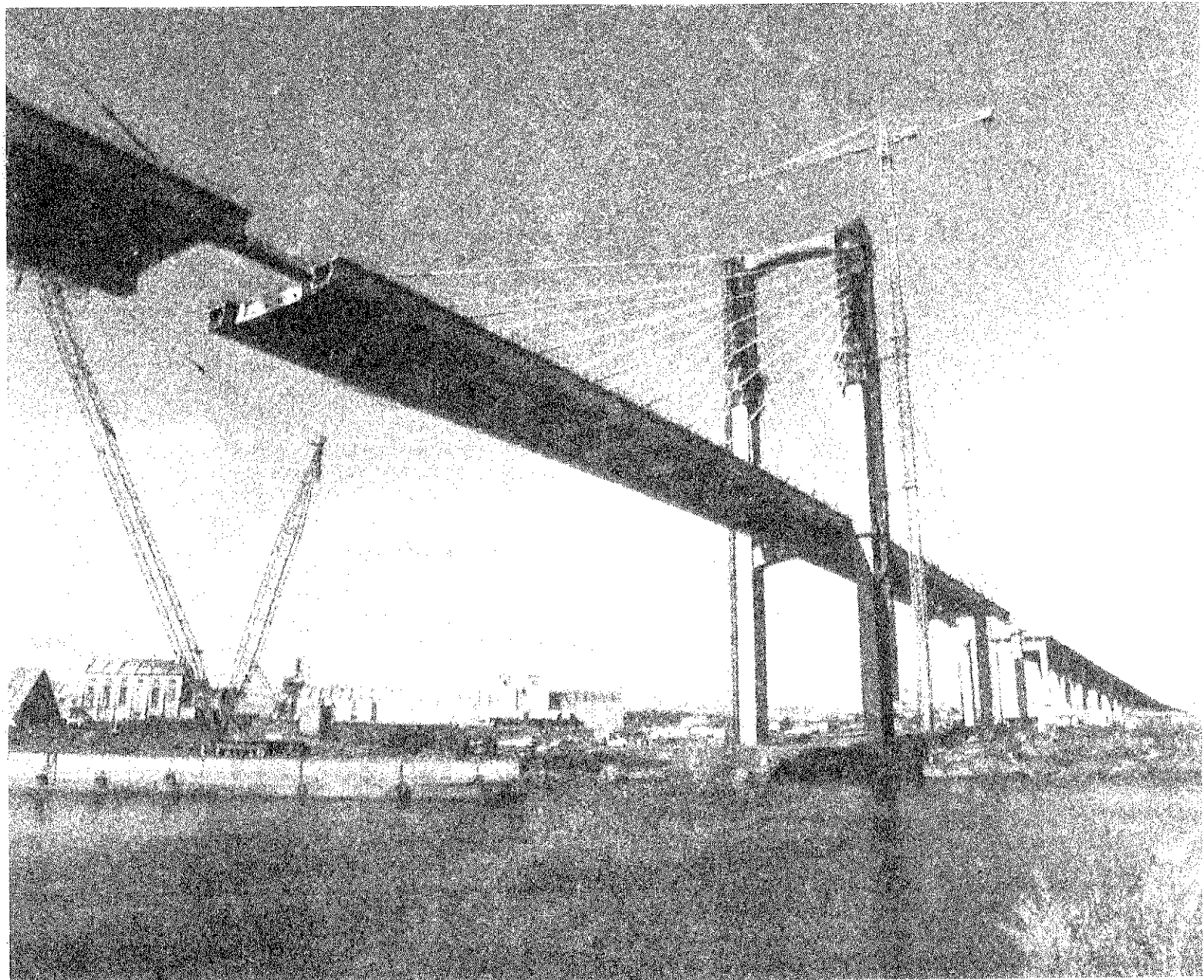
protección solar-techos-productos vítreos-ferretería-cerrajería-revestimientos de suelos y paredes-pintura-pavimentos-mármol-paneles estratificados-equipamientos sanitarios-grifería-equipos de cocina-equipos eléctricos-piscinas-protección antirrobo-chimeneas-informática-utilillaje y material-prensa internacional.

Para cualquier información complementaria, los intereses deberán dirigirse a:

BATIMAT-BLENHEIM
22-24, Rue du Président Wilson
92532 LEVALLOIS-PERRET CEDEX (Francia)
Tel.: 47 56 50 00.

PUENTE DEL CENTENARIO (SEVILLA)

tablero prefabricado por PACADAR



OFICINAS Hermosilla, 57 - 28001 MADRID - Tel.: 435 49 00
Travessera de Gràcia, 98 bis - 08012 BARCELONA - Tels.: 217 48 51 - 218 03 39
San Vicente, 102 bajos - 46007 VALENCIA - Tel.: 352 45 86
Luis Morales, 1, bloque 1, 2º, F - 41005 SEVILLA - Tel.: (954) 58 03 08

FABRICAS EN MADRID, BARCELONA, VALENCIA Y SEVILLA

Aspectos formales del diseño de puentes pretensados. Realizaciones

Manuel Burón Maestro

Angel Ortiz Bonet

Luis Gómez Sanz

**Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
Departamento Técnico de PACADAR, S.A.**

Los puentes son estructuras que, desde siempre, han sido valoradas por la sociedad que los ha construido. Pocas obras de ingeniería son tan apreciadas, desde el punto de vista formal, como los puentes, de tal suerte que al ingeniero constructor de puentes se le ofrece a la vez la posibilidad de resolver un problema funcional y de configurar el entorno de sus contemporáneos, quienes, lejos de la indiferencia, valorarán estéticamente su obra destinada, ineludiblemente, a formar parte del paisaje común.

Por ello, en el proyecto de un puente, merecen especial atención los aspectos formales que configuran la imagen del puente. De sus valores estéticos y simbólicos, asociados a su forma, dependerá la capacidad de la estructura para convertirse en hito característico y dominante de un paisaje, integrándose armoniosamente en su entorno y cumpliendo su función dignamente.

La técnica del hormigón pretensado se impone hoy, por razones de todos conocidas, como la más adecuada para construir puentes.

Este hecho, unido a las características propias del pretensado, ha permitido el desarrollo de la industria de la prefabricación de piezas de hormigón pretensado.

En PACADAR estamos trabajando desde 1942, prácticamente desde el primer día en que el pretensado nace, para poder ofrecer soluciones técnicas funcionales, avanzadas, completas, sencillas, económicas y bellas. Por ello hemos colaborado con un gran número de Proyectistas y Constructores, que nos han confiado la fabricación de sus obras. Obras que enriquecen su eficacia funcional con una apariencia formal de gran dignidad estética.

El puente pretensado es, formalmente, una estructura adintelada en la mayor parte de los casos, ya que las necesidades funcionales, las luces de los vanos, los procedimientos de construcción y la propia técnica del pretensado en factoría fija, determinan como solución óptima el empleo de piezas prefabricadas, pretensadas, de configuración lineal. (Fig. 1).

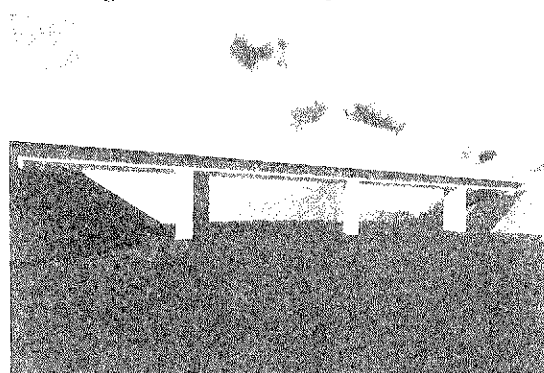


Fig. 1. Vista general.



Fig. 2. Sección transversal.

La primera conclusión del análisis formal de este tipo de estructuras es que la sección transversal del tablero nunca es objeto de apreciación estética, ya que jamás se puede ver en la realidad y, por tanto, no forma parte de la imagen real del puente. La sección transversal es un ente de cálculo, muy digno de un detenido estudio mecánico que aquilate los materiales y determine la mejor forma resistente, pero nunca objeto de apreciaciones estéticas. (Fig. 2).

La imagen de un puente es la que corresponde fundamentalmente a su alzado, de ahí que sea el alzado de la estructura el principal objeto del análisis formal. (Fig. 3).

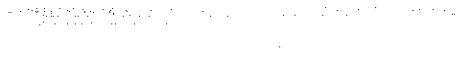


Fig. 3. Alzado general.

Así pues, en el proyecto de un puente carece de sentido centrar la atención en depurar exclusivamente la forma de la sección transversal del tablero. Es el puente en su conjunto el que exige un auténtico diseño formal, atendiendo especialmente a los aspectos que determinan, en primer lugar, las características formales del alzado, y las visiones en escorzo en segundo lugar, cuidando el conjunto de luces y sombras que determinan visualmente los volúmenes proyectados, adecuando las proporciones del tablero, estribos y pilas en busca de un conjunto armonioso, estudiando detenidamente impostas, barandillas, texturas y colorido. (Figs. 4, 5, 6, 7, 8 y 9).

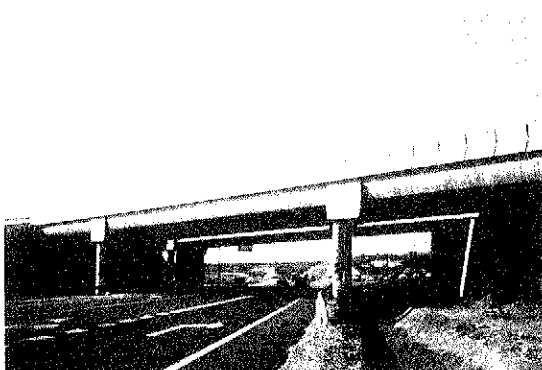


Fig. 4. Vista de conjunto.

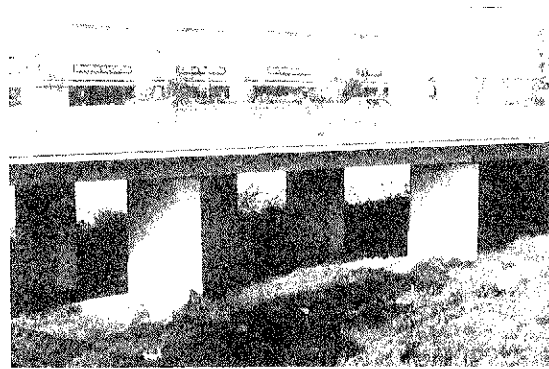


Fig. 5. Vista de conjunto.

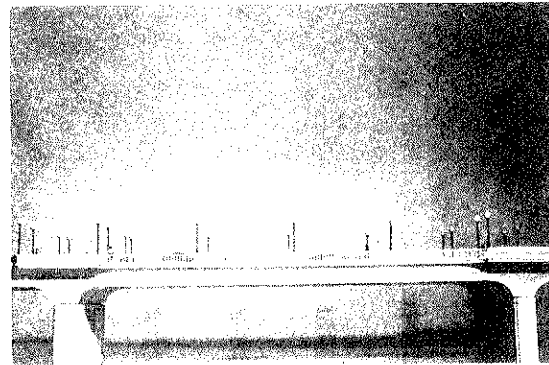


Fig. 6. Vista de conjunto.

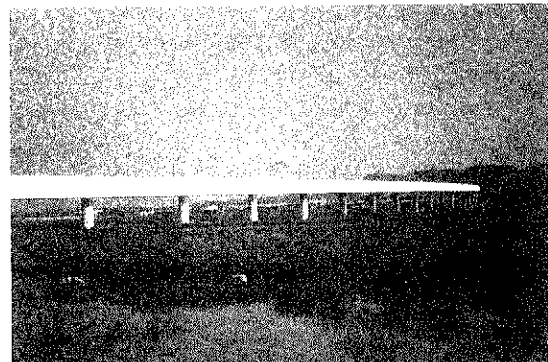


Fig. 7. Vista de conjunto.

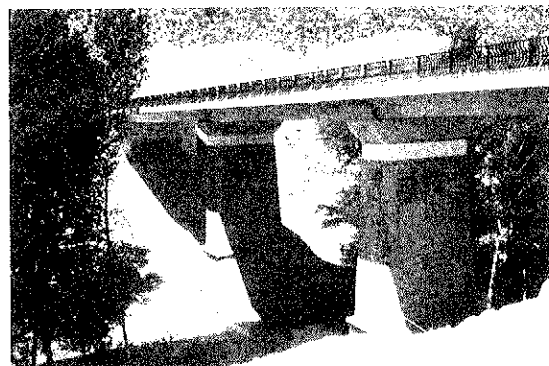


Fig. 8. Vista de conjunto.

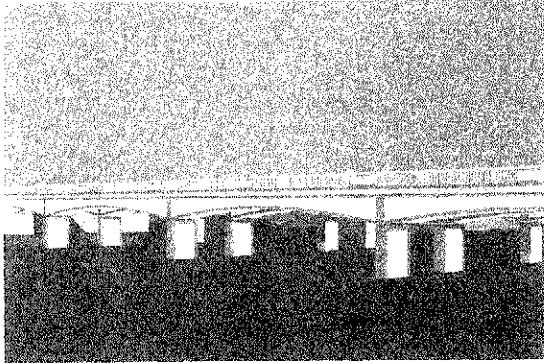


Fig. 9. Vista de conjunto.

En el alzado, el dintel está formado por el conjunto barandilla-imposta-tablero. Visualmente, el dintel se percibe como una banda horizontal o ligeramente inclinada, según sea la rasante del tablero.

Se completa el alzado con las pilas que, visualmente, se perciben como superficies verticales.

Los puntos de máxima tensión visual son los encuentros entre la línea más o menos horizontal del tablero y las líneas verticales de las pilas; es decir, los puntos en que el tablero apoya sobre las pilas son puntos visualmente dominantes y, por lo tanto, captarán inmediatamente la atención del observador.

Los bordes que limitan la imagen del alzado son: la línea horizontal definida por el terreno a la cota inferior de las pilas, una línea ideal sobre la estructura que se sitúa en el azul del firmamento a una cota variable con la posición del observador y, a derecha e izquierda, los estribos. Los estribos se perciben como bordes visuales del alzado que, de algún modo, está contenido entre ellos.

Las proporciones armoniosas del alzado están relacionadas con la altura de la rasante, el número de vanos y las luces de los mismos. (Fig. 10).

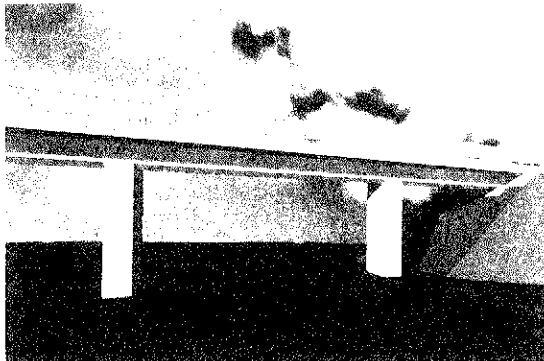


Fig. 10. Tableros, pilas y estribos.

La "armonía" es, en este caso, un concepto cultural formado a través de los siglos por el

conjunto de formas que cada generación ha legado a la siguiente como "formas bellas".

Para objetivar la "armonía" hay dos métodos: Uno, recurrir a las reglas clásicas de composición; otro, auxiliarse de las modernas técnicas de análisis de la percepción visual, basadas, generalmente, en encuestas y en reglas empíricas. La coincidencia de ambos criterios es asombrosa y demuestra cómo las formas armoniosas de los clásicos coinciden con las formas cuya percepción visual es más rotunda.

Un ejemplo de esta coincidencia es la partición equilibrada de un rectángulo en dos partes. Los clásicos lo partirían de modo que entre la altura del rectángulo menor (superior) y la del mayor (inferior) existiera la relación áurea. Los expertos en percepción visual afirman, basándose en las encuestas realizadas, que la partición más equilibrada de un rectángulo es aquella que proporciona un rectángulo superior de altura igual a $1/3$ de la altura total y un rectángulo inferior de altura igual a $2/3$ de la total. Ambos criterios son prácticamente coincidentes. (Fig. 11).

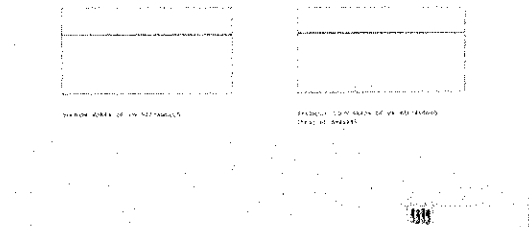


Fig. 11. División áurea de un rectángulo y partición equilibrada del mismo (Test de Graves).

Este modo de apreciar las formas que, por repetido y habitual a lo largo de los siglos, consideramos como natural en nuestra cultura, al aplicarlo a la observación de nuestros puentes pone en relación inmediata, casi subconsciente, la altura del conjunto del dintel (tablero, imposta y barandilla) con la distancia libre desde éste hasta el suelo. Es esta proporción la que inmediatamente juzgaremos armoniosa o desequilibrada. La percepción de esta relación (canto total, incluso barandilla-gálibo) es más directa y "natural" que la relación canto-luz. Esta última relación es un concepto técnico, más que visual, su percepción es menos directa y, para grandes luces, llega a percibirse con dificultad. (Fig. 12).

Que la primera sensación de armonía dependa de la relación entre la altura total del tablero, incluso imposta y barandilla, y el gálibo, justifica un detallado estudio de estos elementos. Serán soluciones armónicas, en términos generales,

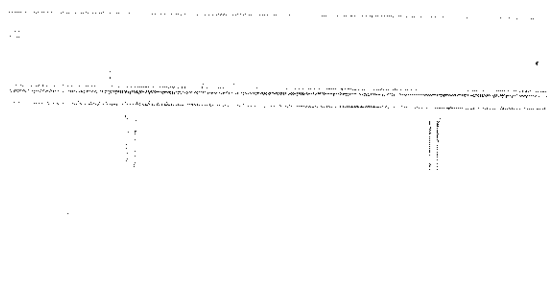


Fig. 12. Alzado de un vano.

aquellas en las que el conjunto tablero-imposta-barandilla ocupe una buena parte del rectángulo superior, equilibrado con aquel rectángulo inferior cuya altura sea igual al gálibo.

Es importante hacer notar que el canto estructural no resulta, generalmente, decisivo en cuanto a la armonía del conjunto. Por ejemplo, en un paso superior con gálibo de 5,50 m y luz de 20 m, resuelto con un canto estructural estricto de 0,60 m, apreciaremos un dintel de 1,90 m, ya que el conjunto imposta-barandilla suele tener una altura de 1,30 m. Si el mismo vano se resuelve con un canto económico igual a 1 m, la altura total del dintel que apreciaremos será de 2,30 m. Ambas soluciones resultan armoniosas y, probablemente, no podemos recurrir a consideraciones formales para afirmar que la solución de canto económico es menos armoniosa que la de canto estricto. (Figs. 13 y 14).

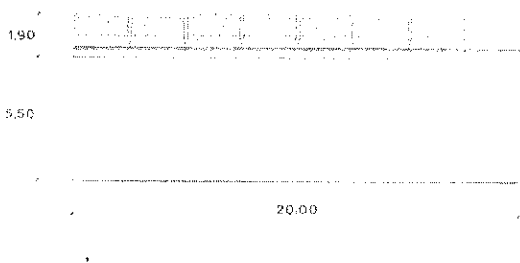


Fig. 13. Solución de canto estricto.

La ecuación "canto estricto" igual a "belleza formal", no es verdadera, ni es demostrable. Existe un canto armonioso que no es necesariamente el estricto y que en la mayor parte de los casos está más ligado al entorno de la estructura que a la luz de los vanos.

La estructura que configura el tablero es un elemento decisivo en cuanto a su alzado se refiere, mientras que la sección transversal del mismo no tiene mayor importancia ya que no es apreciable por el observador. Solamente cuando el puente atraviesa zonas accesibles habitual-

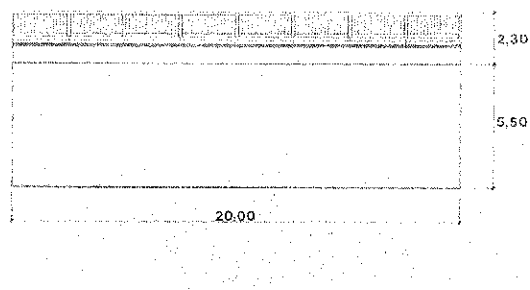


Fig. 14. Solución de canto económico.

mente al peatón, es importante la forma de la sección transversal ya que aquel la apreciará como techo que discurre sobre su cabeza. En este caso, cualquier solución de vigas ofrece un techo nervado, no plano, en forma de artesonado lineal que, por ser menos agobiante, será visualmente más rico y, por tanto, mejor apreciado por el peatón. (Fig. 15).

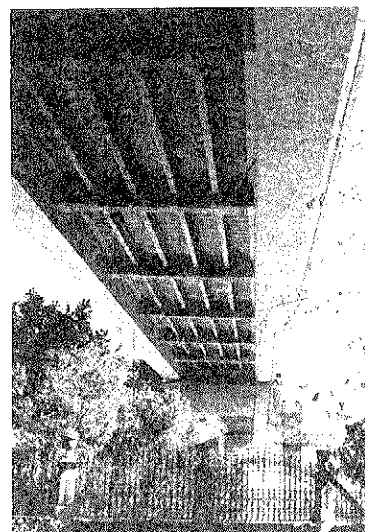


Fig. 15. Vista inferior del tablero.

Cualquier solución de tablero, constituye, en alzado, un plano que visualmente se aprecia como vertical, matizado decisivamente con el juego de sombras que la forma de la viga de borde determine y, más aún, con el determinado por la forma de la imposta y la posición relativa de ésta con relación a la viga de borde (voladizo extremo), y con la forma de la barandilla. (Figs. 16 y 17).

La prefabricación ofrece elementos resistentes para configurar la imagen del tablero de muy diversos modos, utilizando distintos tipos de vigas.

La viga de sección I (doble T) ofrece la sección más adecuada para trabajar a flexión y por tanto es la sección técnicamente más avanzada, la más estricta y moderna. Es el resultado de un proceso histórico, a lo largo del cual los ingenieros han conseguido una forma en la que la distribución

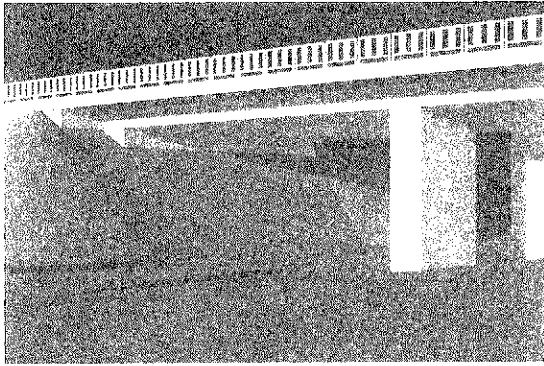


Fig. 16. Detalle del alzado.

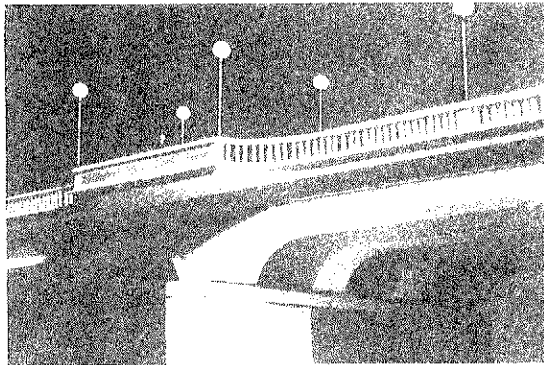




Fig. 17. Detalle del alzado.


de materiales se ajusta exactamente a las necesidades funcionales. Lejos de la vulgaridad, ofrece la imagen de un plano vertical reforzado por el efecto marco de las alas. (Fig. 18).



Fig. 18. Viga prefabricada de sección doble T.

La viga de sección  (curva), con caras laterales curvas, ofrece una graduación suave del plano vertical hacia el horizontal que define el borde inferior. (Fig. 19).

La viga de sección  (cajón) determina un plano vertical absolutamente neto. (Fig. 20).

La viga de sección  (artesa) matiza, con la suave profundidad del plano inclinado, la imagen de plano vertical que, básicamente, es como se perciben en alzado todos los tableros. (Fig. 21).

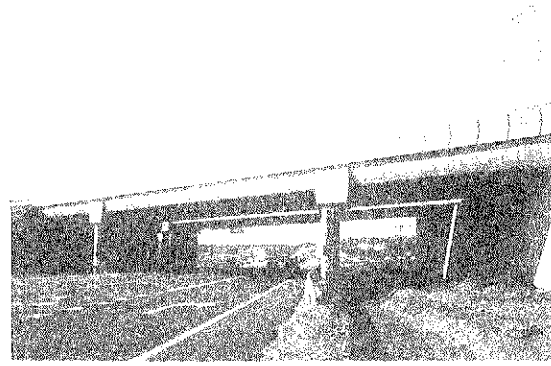


Fig. 19. Viga prefabricada de sección curva.



Fig. 20. Viga prefabricada de sección cajón.

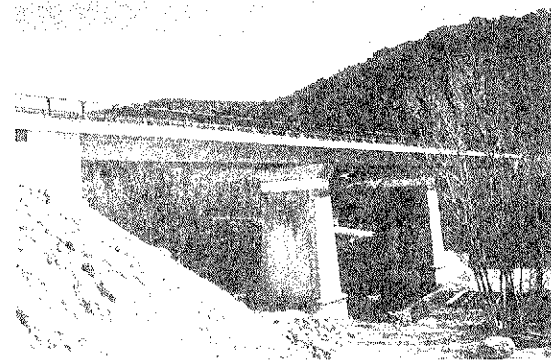




Fig. 21. Viga prefabricada de sección artesa.

Existen vigas con sección especial para ser utilizadas como elementos de borde del tablero y, en consecuencia, el paramento lateral de estas vigas está formado por diversos planos yuxtapuestos que enriquecen el plano vertical con sombras de diferente profundidad. La viga de sección  es un ejemplo. (Fig. 22).

Todas y cada una de estas tipologías se pueden plantear en cantos estructurales estrictos, sin más repercusión que la puramente económica.

Cuando conviene proyectar alzados de canto variable, se pueden utilizar todos los tipos de vigas anteriores, si bien suelen adecuarse mejor las secciones  cajón. El canto variable se puede conseguir de modo continuo, a lo largo de toda la viga, o bien combinando dos tipos de

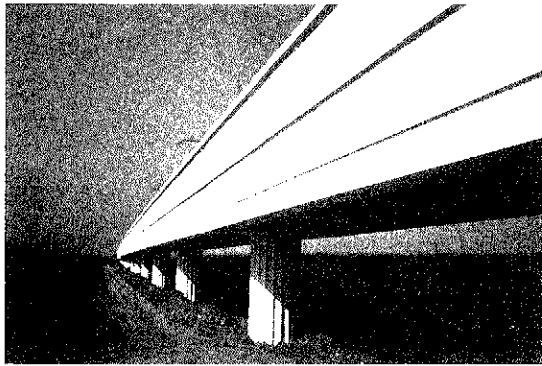


Fig. 22. Viga prefabricada de sección especial.

viga: Una viga de canto fuertemente variable (gaviota) que se dispone sobre las pilas y otra de canto constante que cubre el vano entre dos gaviotas adyacentes. La unión entre estas piezas es diferente, según los casos, dando lugar a estructuras continuas cuando las piezas se unen mediante cables de postensado. (Figs. 23 y 24).

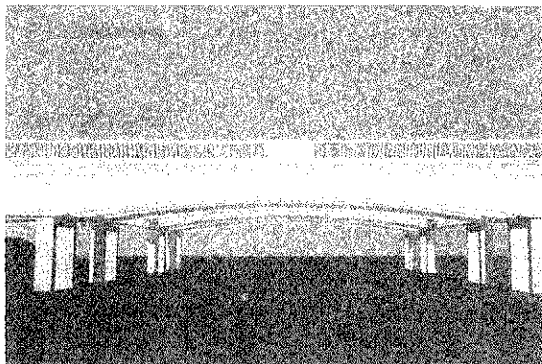


Fig. 23. Puente prefabricado de canto variable.

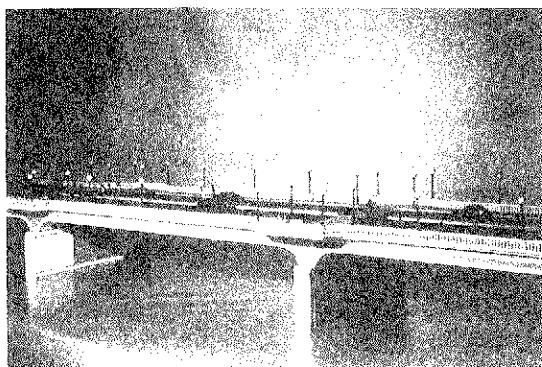


Fig. 24. Puente prefabricado de canto variable.

Las pilas, al ser los elementos verticales de la estructura, adquieren una importancia decisiva como elementos que materializan, también desde el punto de vista visual, la función de apoyo del tablero sobre el suelo. (Fig. 25).

La columna es la imagen clásica que inmediatamente sugiere la función de apoyo.

Las formas elementales (cilindros, prismas)

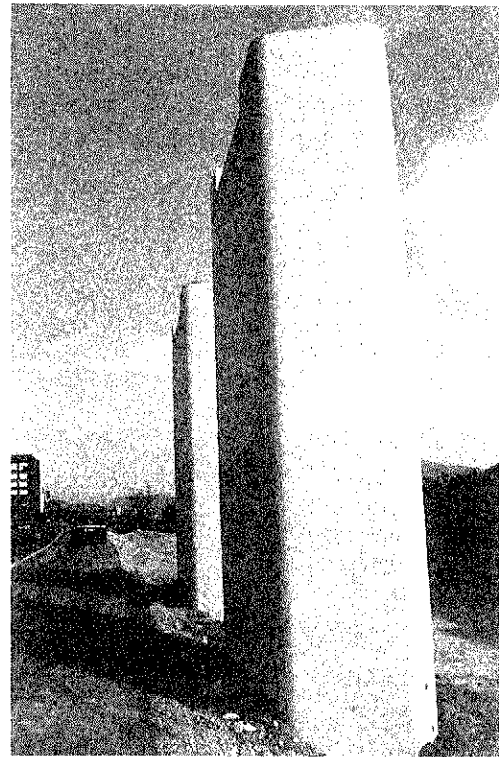


Fig. 25. Pilas prefabricadas.

ofrecen soluciones de pilas de muy alta valoración visual, ya que en la pureza del volumen apreciamos una imagen neta y sin ambigüedad.

El número de pilas que habrá que disponer en una misma sección transversal es una cuestión que se debe debatir estéticamente, en cada caso. Visualmente, la imagen de pocos elementos verticales, dotados cada uno de ellos de una imagen potente, es mejor valorada que aquellas soluciones de múltiples fustes de pequeña sección que producen sensaciones confusas y en lugar de ofrecer imágenes esbeltas ocasionan conjuntos pesados, por percepción yuxtapuesta de múltiples imágenes análogas entre sí.

La percepción de las pilas suele producirse desde varios puntos de vista a lo largo de la trayectoria del observador; por ello, las secciones utilizadas en las pilas deben analizarse visualmente como objetos sometidos a una percepción dinámica. En consecuencia son más adecuadas aquellas formas cuya legibilidad no se altera al variar el punto de observación. Las formas sin aristas vivas y de contornos sencillos son visualmente muy adecuadas. (Fig. 26).

En los puentes cuyo tablero está formado por vigas cajón, disponer las pilas de modo que cada una de ellas forme con las vigas correspondientes una misma unidad formal, proporciona soluciones bien valoradas visualmente. (Fig. 27).

El dintel, caso de existir, es un elemento visualmente secundario, salvo que tenga expresión propia en el plano del alzado del puente. En

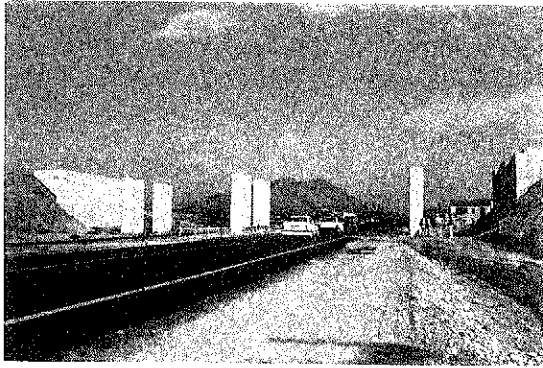


Fig. 26. Conjunto de pilas prefabricadas.

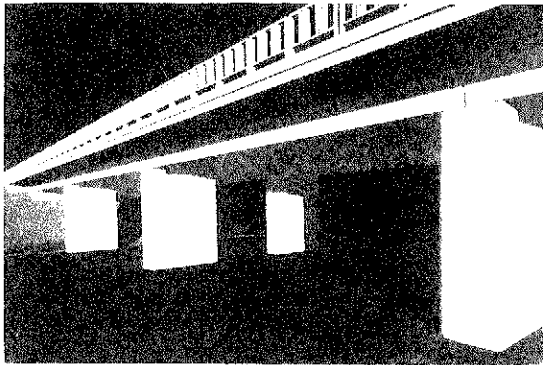


Fig. 27. Puente con dos vigas cajón.

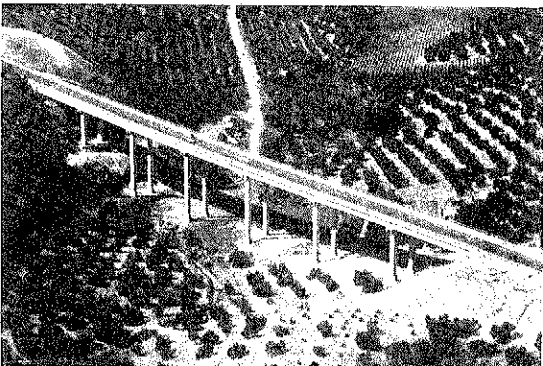


Fig. 28. Viaducto totalmente prefabricado.

este caso, su aspecto es fundamental en la imagen del conjunto de la estructura ya que, entonces, el dintel materializa el nudo de máxima tensión visual, al confluir en él la línea horizontal (tablero) con la vertical (pila). (Figs. 28 y 29).

Es importante diseñar la cara del dintel que se aprecia en el alzado del puente, de modo que potencie la imagen del nudo. (Fig. 30).

Ocultar la junta entre tramos isostáticos del tablero, sobre una pila, no es siempre necesario. esta junta es la pura expresión de la estructura adintelada y, cuando está bien ejecutada (tal como sucede en los más bellos templos clásicos de la Antigüedad), se incorpora con toda dignidad al aspecto formal del puente, visualizando el eje vertical de la pila. (Figs. 31 y 32).

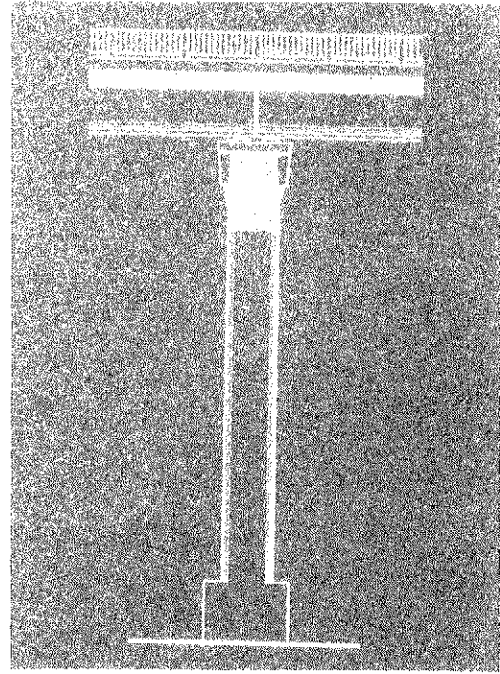


Fig. 29. Detalle de apoyo.

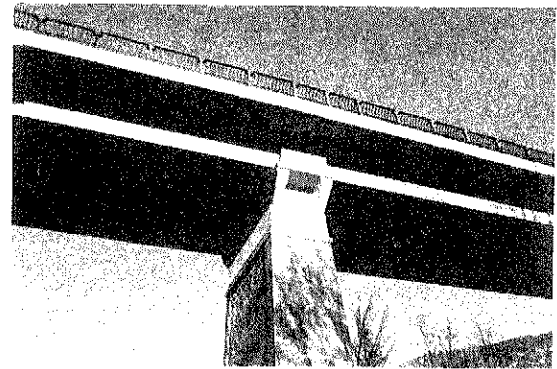


Fig. 30. Detalle del dintel.

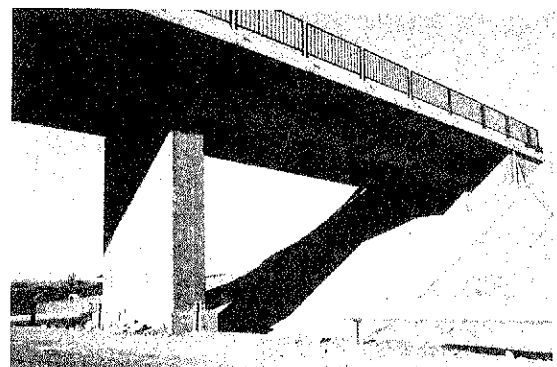


Fig. 31. Vista de la junta entre vanos prefabricados.

La unión dintel-pila siempre es un nudo visualmente importante, ya que se aprecia en el alzado del puente y desde cualquier punto de vista. La solución clásica de este nudo es el capitel.

Singularizar formalmente la unión dintel-pila, estableciendo una diferenciación entre el ele-

mento horizontal y el vertical, resulta visualmente positivo. (Fig. 33).

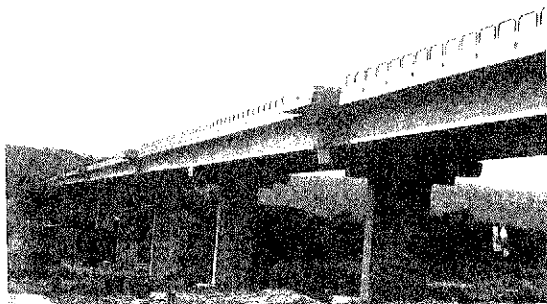


Fig. 32. Vista de la junta entre vanos prefabricados.

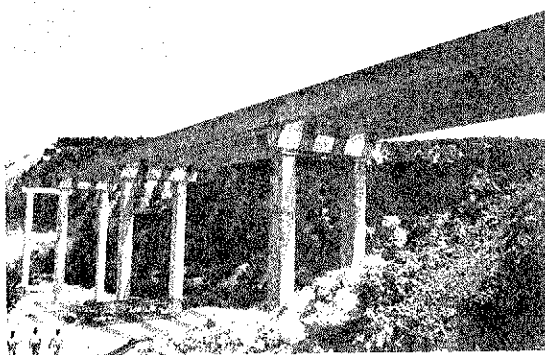


Fig. 33. Conjunto pila-dintel prefabricado.

Pilas y dinteles prefabricados, permiten obtener formas y volúmenes visualmente muy adecuados, ya que se puede contar con encofrados especiales y con una ejecución muy cuidadosa.

Los estribos se perciben como bordes laterales del alzado que queda enmarcado entre ellos. El peso visual de los estribos crece cuando el alzado es corto y disminuye en los alzados largos.

En todos los casos, dividir la superficie del muro en diferentes partes verticales (lo que es muy difícil hormigonando *in situ*), de tal modo que exista un ritmo de berengenos verticales que confiera esbeltez, es el mejor modo de tratar estéticamente los estribos.

El muro prefabricado con piezas de anchura 1,20 m, ofrece una junta vertical que permite dotar a la superficie de hormigón del ritmo estético necesario. (Fig. 34).

La prefabricación permite erradicar las juntas horizontales de hormigonado, causantes, en muchas ocasiones, del mal aspecto de los muros.

La forma de estribo con aletas en vuelta a 90°, valora el arranque de la estructura. El muro que forman las aletas, al situarse en el mismo plano del alzado del puente, cobra una fuerza visual

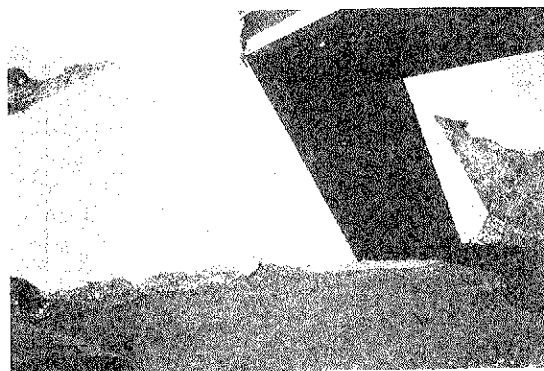


Fig. 34. Estribo prefabricado.

importante. Si, además, en el frente del estribo se refleja la pila de los vanos siguientes, se consigue establecer un vínculo valioso y claramente legible del conjunto de la estructura con el estribo, mejorando la calidad formal de la obra. (Fig. 35).

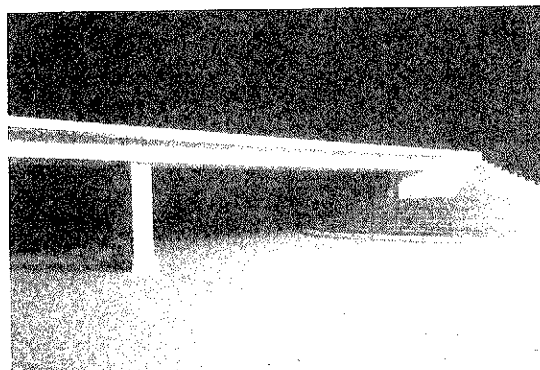


Fig. 35. Estribo con aletas en vuelta.

La prefabricación permite tratar superficialmente la superficie de los muros, tanto en textura como en colorido, así como abordar formas curvas e incorporar a la propia pieza resistente los remates superiores que funcionalmente precise, tales como jardineras o balaustradas. (Figs. 36 y 37).

La imposta y la barandilla son visualmente fundamentales. La imagen del puente está definida, fundamentalmente, por el conjunto imposta-barandilla, por la expresión del apoyo del tablero sobre las pilas, por el alzado de las pilas y el estribo que enmarca el conjunto. (Figs. 38 y 39).

El conjunto imposta-barandilla debe prolongarse sobre las aletas del estribo, cuando éstas están situadas en el plano del alzado. En general, la imposta debe rematar superiormente las aletas ya que una definición concreta de su borde superior mejora todo el conjunto.

La prefabricación que realizamos en PACADAR ofrece múltiples soluciones para construir puentes con soluciones valorables positivamente desde el punto de vista formal y estético.

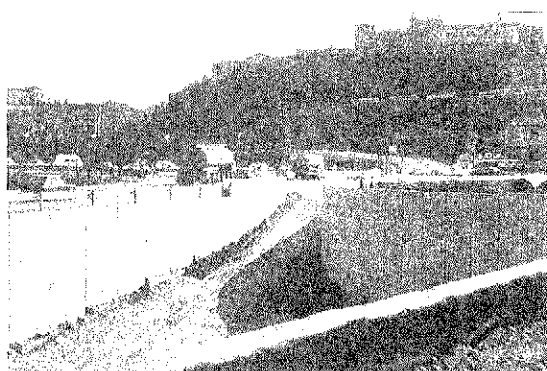


Fig. 36. Muros prefabricados con jardineras y tratamiento superficial de la cara vista.

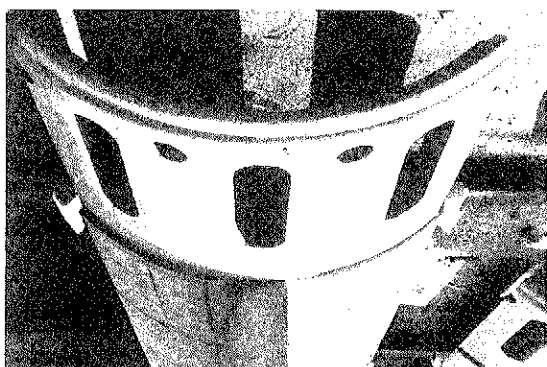


Fig. 37. Muro prefabricado curvo con balaustrada.

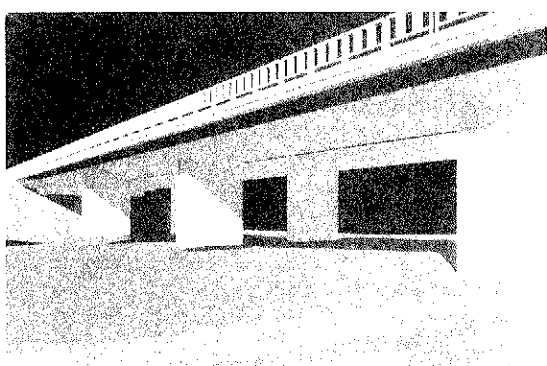


Fig. 38. Vista general.

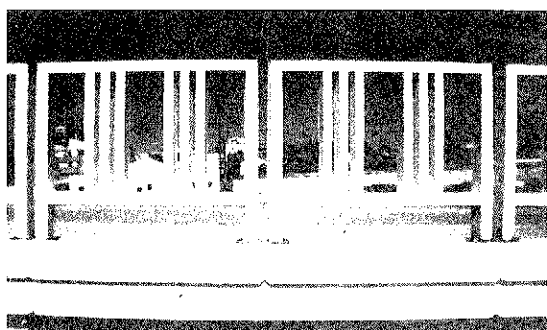


Fig. 39. Detalle de imposta y barandilla prefabricada.

La prefabricación es, hoy, un modo de construcción totalmente abierto, sin más límites que los del propio usuario. Construir con elementos prefabricados no es oficio menor y quien asocia la prefabricación a soluciones necesariamente vulgares o estéticamente dudosas, confiesa sus propias limitaciones como proyectista y renuncia a utilizar un modo de construir que ofrece, sin duda, ventajas económicas y técnicas, de sobra conocidas: Mejor calidad en los acabados. Proyectos muy definidos. Control de calidad intenso y continuo que elimina incertidumbres y "hechos consumados". Reducción de plazos. Costos fijos. Reducción de la plantilla laboral a pie de obra. Independencia de los factores climáticos. Trabajo en factoría fija con métodos industriales...

Construir con elementos prefabricados no es utilizar un catálogo cerrado. En PACADAR consideramos que se trata de disponer de diversas opciones que permiten construir de un modo eficaz, rápido, económico y de gran calidad, tanto más interesante cuanto más singular sea la obra, tanto más necesario cuanto mayor nivel de calidad y dignidad estética se pretenda alcanzar.

RESUMEN

Se analiza visualmente el puente, para determinar qué elementos de la estructura determinan la imagen del mismo. Estos elementos son los que fundamentalmente proporcionan calidad estética al puente.

Se establecen las proporciones que, desde el punto de vista formal, son percibidas visualmente con más claridad.

La prefabricación, como tecnología constructiva de la máxima calidad, ofrece soluciones para tableros, pilas, dinteles y estribos que reúnen economía, rapidez de construcción, eficacia y una alta calidad estética. Asociar sistemáticamente la prefabricación a soluciones estéticamente dudosas es limitarse como proyectista y renunciar a utilizar el sistema más racional, en muchos casos, de construir puentes. Cuanto más alta sea la ambición estética, más importante es utilizar la prefabricación.

Las realizaciones de puentes prefabricados por PACADAR son ejemplo de cada uno de los aspectos tratados, ofreciendo un abanico de soluciones formalmente muy cuidadas, capaces de ser utilizadas en la construcción de puentes con gran dignidad estética.

SUMMARY

The bridge is visually analyzed in order to determine which are the elements that constitute

its image. These elements are essentially giving aesthetic quality to the bridge.

The proportions are established under a formal point of view to be observed more clearly.

As a high-quality building technology, the precast building industry offers a wide range of solutions for decks, columns, girders and wall piers. It combines effectiveness, fast and inexpensive assembly and it is highly aesthetic. Associating systematically the precasting in-

dustry with doubtful aesthetic answers is to limit oneself as a designer and to give up using the most rational way to raise a bridge. The higher the aesthetic ambition be, the more important is the use of precasting pieces.

The achievement of precasting bridges by PACADAR is an example of each of the aspects above mentioned. It offers many seriously studied solutions able to be used in the building of any bridge, being the results of fine formality.

* * *

VII CONGRESO ESPAÑOL Y I PIRENAICO DE ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS

La Asociación Española de Ensayos no Destructivos (ANDE), con la colaboración de la Fundación Empresa-Universidad de Zaragoza, la Feria de Zaragoza y la Asociación Española para la Calidad (AECC), anuncia la celebración del VII Congreso Español y I Pirenaico de Ensayos no Destructivos, durante los días 11, 12 y 13 de noviembre de 1991.

FINALIDAD

Este Congreso pretende ser el foro donde intercambien experiencias todos los técnicos españoles y transpirenaicos, tanto en su vertiente de investigación y desarrollo como de su aplicación, dentro del ámbito de la industria y de los servicios.

OBJETIVOS

Dada la importancia creciente y su influencia a nivel nacional e internacional que las técnicas de ensayos no destructivos (END) están tomando, los objetivos más inmediatos serían los de exponer los temas más usuales desarrollados en la actualidad, como:

- Últimos avances en cada uno de los métodos.
- Nuevos campos de aplicación de los END.
- Nuevas técnicas de END.

- Informatización en el empleo de los END.
- Aplicación de la robótica.
- Ensayos de nuevos materiales.
- Calibración de equipos.
- Normalización de los ensayos.
- Formación y certificación del personal de END.
- Influencia de la integración de la CEE con relación a la aplicación de los END.

- END en la automoción.
- END en los servicios y otros sectores.

Como complemento de las ponencias existirá una exposición de equipos de END, en la que las Empresas del sector presentarán las innovaciones técnicas más avanzadas.

Además, se han programado varias visitas técnicas y diversos actos sociales.

Para los acompañantes se ha previsto un interesante programa de actividades.

Para todo lo relacionado con la participación en este Congreso, los interesados deberán dirigirse a:

FEUZ (Fundación Empresa-Universidad de Zaragoza)
Avda. Fernando el Católico, 2, entlo.
Tel.: (976) 35 15 08 - Telefax: (976) 55 85 49
50005 ZARAGOZA

Puente sobre el río Alcanadre

Jesús Montaner Fragüet
Ingeniero de Caminos

A) El Río Alcanadre, afluente del Río Cinca, a lo largo de su trazado que se realiza íntegramente por la provincia de Huesca, determina un auténtico obstáculo natural que ha motivado, desde siempre, una dificultad importante para la construcción de puentes, debido a lo escarpado de sus laderas, con desniveles que rara vez bajan de los 30 m, al ancho de su cauce que, salvo en casos muy determinados, es de más de 60 m, y lo caudaloso de sus avenidas, pues se trata de una auténtica torrentera que nace en el prepirineo y al estar toda su cuenca en zona de margas duras y areniscas, las tormentas estacionales son rápidamente recogidas y acumuladas en importantes caudales, muy localizados, y tan irregularmente repartidos como las propias precipitaciones.

Basta recordar que la obra más importante del plan de riegos del Alto Aragón, en su trazado del canal del Cinca, es precisamente el acueducto sobre el Río Alcanadre, obra de Javier Manterola, que fue presentada en anteriores asambleas, y que supuso en su ejecución records de lanzamiento por el sistema de empuje.

Quiero aprovechar, para divulgar una obra de ingeniería desconocida para la mayoría, y que fue el puente colgante sobre dicho río que estuvo situado unos 500 m aguas arriba del puente objeto de la comunicación, y que creo vale la pena comentarlo someramente. Se trata de un puente colgante, de tablero intermedio de 100 m de luz entre apoyos, que fue construido en los años 1856-60 y que sobrevivió, aunque muy deteriorado, hasta el año 1936 en que definitivamente desapareció, dejando, eso sí, sus dos impresionantes estribos de sillería y el testigo de

una tipología, que aunque técnicamente muy discutible hoy, en su época fue una obra singular en todo el territorio nacional. (Fig. 1).



Fig. 1.

Pasando a nuestro puente, la solución actual responde a una modificación de trazado para evitar las curvas que accedían al puente que se construyó en el año 1939, y cuya tipología responde a los puentes de autocimbra construidos por la ingeniería militar, y que en este caso era un vano de 45 m de luz libre.

B) Así pues, la solución adoptada ha pretendido conjugar dos facetas que se repiten hoy y que son:

—la tecnología de trepado de encofrados para pilas altas, y

—la posibilidad de solucionar tableros con elementos fabricados en taller, transportados a obra y colocados en su emplazamiento por medios industriales.

El tablero consta de 5 vanos, con luces de 36/51/51/51/36 m, con una longitud total de 225 m, con ancho de plataforma de 12,50 m (1,25 + 10 + 1,25) solucionado con 3 vigas artesa de 2,20 m de canto, a intereje de 4,20 m, solidarizadas con una losa superior de 24 cm de canto, lo que da un canto total de 2,44 metros (Fig. 2).

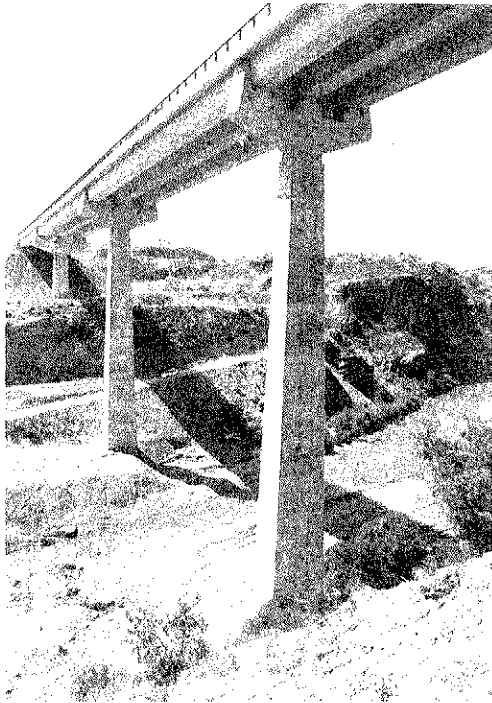


Fig. 2.

Las pilas son de alzado troncopiramidal, con base en la más alta de 5,50 x 3,50 y siendo su sección superior común a todas ellas, de 3 x 1,90.

El espesor de pared es de 35 cm y la altura de cota superior de cimiento a cota de rasante es, respectivamente, de 20,00, 46,00, 51,00 y 22,00 m. Los estribos son del tipo abierto, con alturas de 15 m en el estribo 1, y de 13 m en el estribo 2.

La cimentación es directa, mediante zapata empotrada en el estrato de arenisca inferior.

C) Una vez realizada la anterior descripción, pasamos a resaltar las características que, a mi juicio, hacen esta obra de características remarquables hoy en día.

Su tablero, aunque usado en la actualidad habitualmente, presenta, debido a la dimensión de sus piezas, la situación de un record europeo en cuanto a piezas fabricadas en taller y transportadas por carretera, por su longitud 51 m y su peso 148 toneladas; asimismo, la supresión de juntas de dilatación en todo el tablero (225 m) es también poco habitual en esta tipología de tableros.

El diseño de los dinteles, independientemente de su aspecto estético en el que es difícil fijar valoraciones, ha intentado dar una solución a dos problemas que se presentan habitualmente en esta tipología, a saber:

—prever el posible cambio de aparatos de apoyo.

—facilitar sobremanera las labores de trabajo, al poder circular bajo las vigas, tanto para el montaje como para labores de inspección o ejecución de operaciones en el dintel.

Las pilas, al estar ubicado el puente en zona sísmica de grado VIII, y dada la esbeltez de las mismas, han obligado a consideraciones de cálculo para el sismo longitudinal y transversal al puente, así como, para el pandeo en las dos pilas centrales, que han conducido a un riguroso estudio de armado, en su altura, con programas de diseño discretizado para las múltiples combinaciones de hipótesis. En el caso de sismo longitudinal y teniendo en cuenta que se disponen apoyos de neopreno teflón en los estribos, dado su recorrido longitudinal, la situación de topes antisísmicos obliga a las pilas bajas a soportar gran parte de este esfuerzo.

D) Destacaremos también el apartado de transporte y montaje, que dada la tipología, se ha extrapolado en este puente, abriendo el camino, quizás, a realizaciones más ambiciosas.

El recorrido de 30 km desde la factoría a la obra, sin ser una dificultad insalvable, presentaba en su trazado alguna pendiente superior al 6% y curvas de radio inferior a 100 m, que supusieron una reválida para el personal y medios de transporte habitual en este tipo de prefabricados, contando por supuesto con la colaboración de las fuerzas de la Guardia Civil de Tráfico. El recorrido se efectuaba, para las vigas mayores (9 unidades), en 2 horas desde la salida de factoría hasta su llegada a obra, teniendo en cuenta el paso por el interior de dos poblaciones y el tráfico normal de la carretera, puesto que la salida de fábrica era, por necesidades de escolta y visibilidad, a las 8 horas de la mañana.

El montaje de los prefabricados se ha realizado, por primera vez para este tamaño de piezas y esta altura de pilas, con grúas autopropulsadas, disponiéndose para ello de la mayor grúa de este tipo existente en la actualidad en España, capaz de levantar 800 toneladas a radio mínimo y que, con sus 60 m de pluma telescópica, puede colocar cargas de 118 toneladas a 14 m de radio y 60 m de altura. (Fig. 3).

Esta misma grúa puede incorporar una pluma de celosía que puede mover cargas de 100 toneladas a 14 m de radio y 77 m de altura ó 50 toneladas a 18 m de radio y 105 m de altura. Esta pluma no estaba disponible en el momento del

montaje, por lo que se usó como auxiliar otra grúa de 400 toneladas y 50 m de pluma.

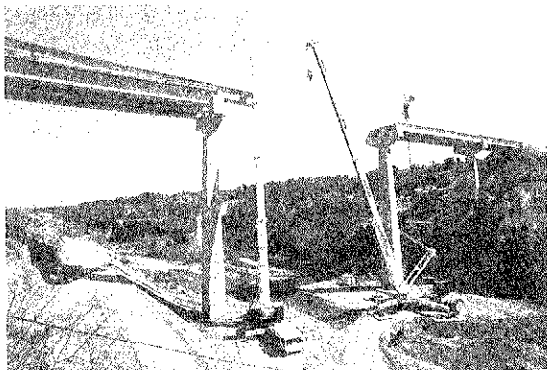


Fig. 3.

El montaje se realizó en tres fases:

—Una primera, para el vano lateral de 36 metros.

—Una segunda, para el primer vano de 51 m y el otro vano de 36 metros.

—Una tercera fase, para los dos vanos restantes de 51 metros.

Cada vano se colocaba en la jornada de trabajo de 10 horas, disponiendo de 24 horas intermedias para el movimiento y emplazamiento de las grúas en el siguiente; es decir, 3 días de trabajo, para las fases 2 y 3, con un intervalo entre fases, de 4 semanas, para hormigonado y fraguado del tablero por donde debía circular el transporte. (Fig. 4).

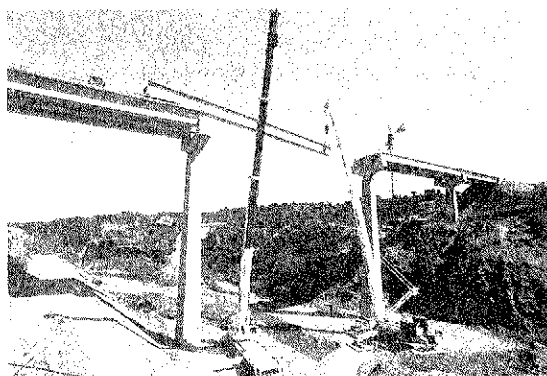


Fig. 4.

Es de notar, que para este tipo de vigas, no existen lanzavigas en el mercado, ya que no es comercial su construcción y mantenimiento, debiendo sin embargo notar, que las grúas automotrices, aún de este tamaño, dada su movilidad, pueden trabajar, en una semana, en sitios tan dispares como Jaén y Huesca, por ejemplo.

E) Como se podrá deducir de lo anteriormente expuesto, la ampliación de la prefabricación en taller a estas grandes piezas, y la disposición en el mercado de esta maquinaria, abre el futuro a la

posibilidad de proyectar y construir obras impensables hace muy pocos años, con un digno aspecto estético que, a nuestro entender, no desmerece de otras tipologías.

RESUMEN

Se trata de un puente, con vanos de 36/51/51/51/36 metros de luz, con altura de pilas de 51 metros, ejecutado con vigas tipo artesa, hormigonadas en taller, con pretensado adherente, y transportadas por carretera, con un peso de 148 toneladas/unidad, realizándose el montaje, con grúas automotrices, desde el lecho del río. El puente se halla situado en zona sísmica, lo que ha incidido en el diseño y cálculo de las pilas que son troncopiramidales huecas, con 35 cm de espesor de pared.

Se ha establecido continuidad en la losa superior de todos los vanos, comportándose, por consiguiente, para el tráfico, como un tablero continuo de 225 metros de longitud, sin juntas intermedias.

Se han previsto los dinteles de forma que hagan posible la vigilancia y la fácil sustitución, en su caso, de aparatos de apoyo.

SUMMARY

The bridge consist of 3 intermediate spans of 51 m each and 2 end spans of 36 m each, over piers of 51 m heigh.

The deck is a composite construction of precast channel girders connected to an "in situ" concrete slab. These precast girders are pretensioned in a Plant and shipped by special transporters. The biggest units have a weight of 148 t each. The erection is made by means of powerful hidraulic mobile cranes, founded at the level of the river.

Desing and calculation of the hollow piers is conditionned by the seismic placement of the bridge. Its box section changes linneary with the heigh and has a wall thickness of 35 cm.

The top slab is continiuous over all the spans, so the traffic conditions are alike those of a continiuous deck of 225 m, without intermediate joints.

Special shape of the pier caps allows easy surviue and eventually substitution of the bearing devices.

CONGRESO NACIONAL DE FORMACION Y PREVENCION DE RIESGOS EN CONSTRUCCION

PRESENTACION

La situación actual de la Construcción recomienda un análisis en profundidad de los distintos factores que confluyen en esta industria, ante la entrada en vigor del "Mercado Unico Europeo".

Por ello, el Ministerio de Trabajo y Seguridad Social, participando de las inquietudes manifestadas por los representantes del sector, promueve la realización de un Congreso Nacional, organizado conjuntamente por el Instituto Nacional de Empleo (INEM) y el Instituto Nacional de Seguridad e Higiene en el Trabajo (INSHT).

Se pretende que el Congreso sea el lugar de encuentro y debate para el análisis y elaboración de propuestas de actuación en este Sector, mediante la participación de todas las partes en él interesadas. Por ello, los objetivos perseguidos en este Congreso son:

—Analizar los problemas de la formación ocupacional en la construcción, ante una mano de obra en gran parte desprofesionalizada por causas muy diversas, y establecer pautas de mejora a través de una formación adecuada.

—Analizar los niveles actuales de seguridad y salud laboral, de tal forma, que surjan propuestas capaces de lograr una mejora de las condiciones de trabajo con disminución de la siniestralidad.

FECHA Y LUGAR DE REALIZACION

El Congreso se celebrará los días 4 y 5 de noviembre de 1991, en el Palacio de Congresos de Madrid.

ESTRUCTURA DEL CONGRESO

El Congreso se desarrollará en torno a dos tipos de actividades.

Paneles

Donde se recogen experiencias y propuestas novedosas en materia de prevención de riesgos laborales y Formación ocupacional.

Grupos de trabajo

Constituidos por un Coordinador/Presidente y varios especialistas y representantes del sector, que constituyen la "mesa", más los congresistas inscritos en ese grupo, con participación efectiva en todos los trabajos.

El objeto de cada grupo es llegar a una serie de conclusiones sobre el tema objeto del análisis, que serán presentadas el día siguiente en un plenario del Congreso.

INSCRIPCION

Dada la metodología que se va a emplear, el número de congresista está limitado a 800, por estrictos motivos de viabilidad y eficacia.

La cuota de inscripción es de 20.000 pesetas.

Las solicitudes se remitirán a la Secretaría del Congreso que, una vez aceptadas lo comunicará a cada interesado para que proceda al abono de la cuota según las instrucciones que recibirá al efecto.

La inscripción da derecho a la asistencia a las sesiones plenarias y a uno de los grupos de trabajo, que se solicitará al hacer la inscripción, y a la recepción de la documentación técnica.

SECRETARIA DEL CONGRESO

Para cualquier aspecto relacionado con el Congreso, pueden dirigirse a:

"Secretaría del Congreso Nacional de Formación y Prevención de Riesgos en Construcción"

Instituto Nacional de Seguridad e Higiene en el Trabajo

C/Torrelaguna, 73 - 28027 MADRID

Tel.: (91) 403 70 00 - Fax: (91) 403 00 50.

Ultimos puentes construidos por Ferrovial con dovelas prefabricadas

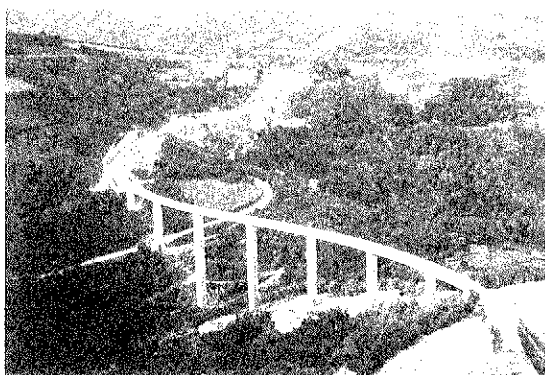
Santiago P. Fadón,
J. Emilio Herrero
Oficina Técnica Ferrovial

I. INTRODUCCION

En los últimos cinco años, la Empresa de Construcción Ferrovial ha construido una serie de puentes por el método de avance en voladizos con dovelas prefabricadas. El primero de estos puentes fue el Viaducto de Horta (fotografía 1) seguido del Viaducto del Cruzul (fotografía 2) que fueron objeto, en su día, de una comunicación a la XII Asamblea de la A.T.E.P. celebrada en Granada y que fue publicada en esta revista.



Fotografía 1.

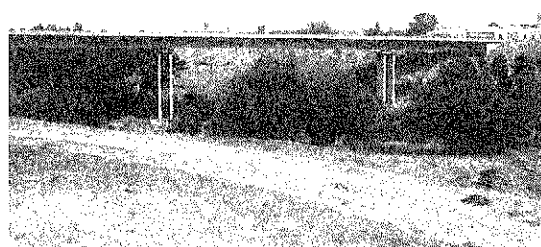


Fotografía 2.

La presente comunicación incluye el desarrollo alcanzado por este tipo de construcción en los puentes de Arévalo, sobre el río Arevalillo; Benifallet, sobre el río Ebro, y F.F.CC. Madrid-Sevilla, sobre el río Guadiana, que han sido construidos con posterioridad a los dos primeros.

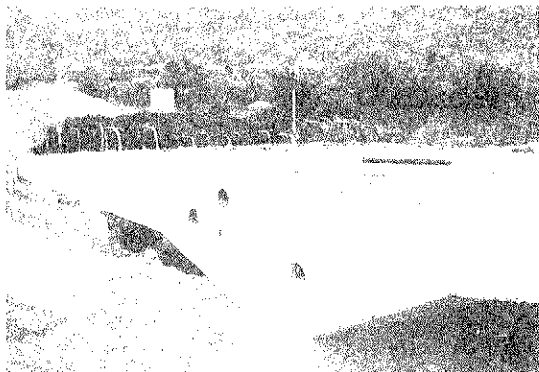
2. PUENTE SOBRE EL RIO AREVALILLO, EN AREVALO

El puente sobre el río Arevalillo (fotografía 3) tiene una longitud total de 197,6 m, que se reparten en cuatro vanos: dos interiores de 65 m y dos extremos de 33,33 m. La sección transversal, en cajón monocelular, tiene 12 m de ancho, incluyendo impostas, y su canto es de 3,30 m. Las pilas son dobles pantallas, sin diafragmas intermedios, de 0,65 m de espesor y hasta 20 m de altura. Las pilas se rematan en un capitel cuya forma tronco piramidal no sólo sirve para la ubicación de todos los aparatos de apoyo temporales y definitivos si no que además le da cierta singularidad a las pilas.



Fotografía 3.

En los Viaductos de Horta y Cruzul se habían producido problemas de falta de estanquidad en las vainas, en las juntas entre dovelas. Este problema, que se detectó como fugas de lechada en el momento de realizar la inyección, se evitó casi en su totalidad en el puente de Arévalo disponiendo juntas de goma alrededor de cada vaina. Para ello, se conformó un rehundido en forma anular alrededor de cada vaina en la cara dorsal de las dovelas (fotografía 4). Para dar forma a este rehundido, cuando se hormigonó la dovela se utilizaron unos aros metálicos de un determinado espesor, que se colocaban en la cara frontal de la dovela conjugada, alrededor de un tubo de goma insertado en la vaina.



Fotografía 4.

En el momento de la colocación de las dovelas en obra, se pega sobre el rehundido de la cara dorsal un aro de neopreno que, al ser presionado por la dovela contigua, se expande y deja la junta totalmente estanca.

3. PUENTE SOBRE EL RIO EBRO, EN BENIFALLET

El puente sobre el río Ebro, en Benifallet, tiene una longitud total de 231 metros que se dividen en tres vanos, el central de 94 m y los laterales de 68,5 m de luz. El puente es de canto variable, de 4,75 m sobre las pilas, a 2,50 m en el centro de vano (fotografía 5). La sección transversal es un cajón monocelular, con voladizos de 12 m total de ancho, incluyendo las impostas.

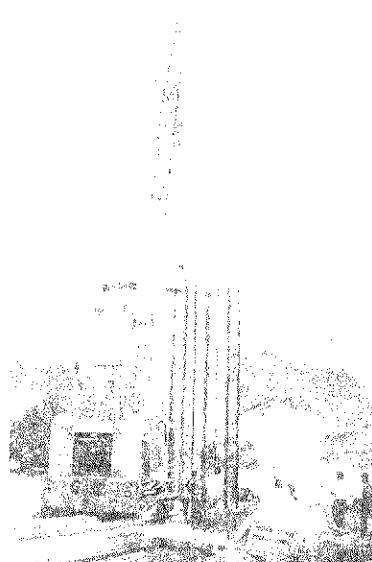


Fotografía 5.

Las pilas son dobles pantallas, de 18 m de altura y 0,95 m de espesor, sin diafragmas en toda su altura (fotografía 6). La cimentación profunda mediante pilotes incluía la construcción de un encepado en el fondo del río, que se realizó por medio de una pantalla de tablestacas (fotografía 7).



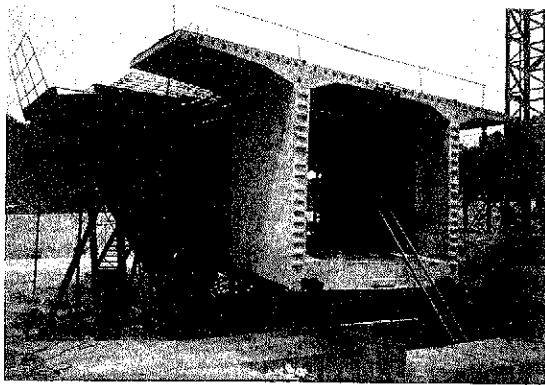
Fotografía 6.



Fotografía 7.

La principal novedad de este puente es su gran luz (prácticamente 100 m), que obliga a fabricar

dovelas de canto variable. La fabricación de estas dovelas (fotografía 8) difiere de las de canto constante en que el molde debe estar previsto para alturas variables del fondo del encofrado. Esto se logra situando dicho fondo sobre un castillete modulable con husillos en su base, de modo que poniendo más o menos módulos y ajustando los husillos, se logra colocar el fondo a la altura y con la inclinación adecuada para dar el canto variable previsto. El control geométrico del canto es elemental; se realizó con cinta métrica y no dió ningún problema.



Fotografía 8.

Otra novedad en el puente sobre el río Ebro, en Benifallet, es el tipo de apoyo definitivo que se establece entre el tablero y las pilas. Durante la construcción, el apoyo es similar al realizado en los puentes anteriores, es decir, un apoyo en dos pares de gatos sobre las dos pantallas y unas barras de estabilidad de los voladizos que anclan en el interior de dichas pantallas. Una vez acabada la construcción, se hormigonan unas rótulas Freyssinet en la coronación de las pantallas y se quitan los gatos. Las barras de estabilidad que se habían empleado durante la construcción, quedan ahora comprimiendo la rótula Freyssinet y, atravesando su garganta, ayudan a garantizar la resistencia a esfuerzo rasante en dichas rótulas.



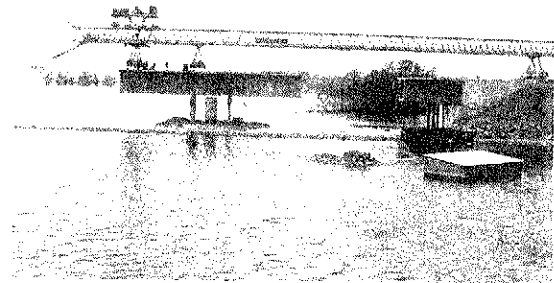
Fotografía 9.

4. PUENTE DEL NUEVO FF.CC. MADRID-SEVILLA, SOBRE EL RIO GUADIANA

Unos pocos kilómetros antes de llegar a Ciudad Real, el nuevo FF.CC. Madrid-Sevilla, de ancho internacional y alta velocidad, atraviesa sobre el río Guadiana mediante un puente de 292 m de longitud total, divididos en seis vanos, los interiores de 52 m y los extremos de 42 m de luz (fotografía 9).

El puente es de canto constante, tiene sección transversal de 11,60 m de ancho, para doble vía, y se trata de un cajón monocelular, con voladizos de 4,0 m de canto.

Todo el puente va sobre la cola del embalse del Vicario y su cimentación es profunda, mediante pilotes de 1,00 m de diámetro, a la roca subyacente. Las pilas son dos fustes cilíndricos, de 2,0 m de diámetro, que descansan en un encepado cuadrado de 9,0 m de lado.



Fotografía 10.

Las principales novedades de este puente han consistido en la utilización de pilas temporales de hormigón armado, para el avance en voladizo (fotografía 10). Las pilas definitivas se querían circulares y dispuestas en palizada única, por el carácter hidráulico que las mismas tienen; por lo que la necesidad del procedimiento constructivo que requiere doble apoyo longitudinalmente, había que lograrla de otro modo. Dada la poca altura libre entre el encepado y el tablero (unos 10 m) se diseñaron cuatro pilas temporales, de hormigón armado, para soporte temporal del tablero durante la construcción. Estas pilas iban cimentadas en el propio encepado de las definitivas y cada una de ellas llevaba en su coronación uno de los gatos de construcción del puente. Además, al estar las cuatro pilas temporales muy separadas, no se produce intento de vuelco durante el avance en voladizo, por lo que apenas se necesitan barras de estabilidad durante la construcción.

Otra aportación de este puente a la técnica de construcción de voladizos con dovelas prefabricadas son las dovelas prefabricadas de los estri-

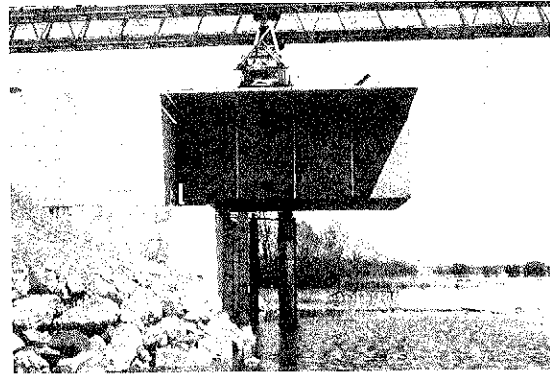
bos y las dovelas de acoplamiento para el cierre. Las primeras, dovelas de estribos, habían sido dovelas "in situ" en los puentes anteriores, debido a la costumbre habitual de este tipo de puentes en Europa. Sin embargo, nada se opone, y así lo hemos hecho en este caso, a que dichas dovelas sean también prefabricadas y de la misma forma de las demás dovelas. La única precaución es hormigonar "in situ", una vez colocadas estas dovelas, un diafragma para la introducción de reacciones y contra la distorsión de la sección. Este diafragma es, por otra parte, idéntico al que se realiza en las dovelas de pila.

Referente a las dovelas de acoplamiento para el cierre, se trata de unas dovelas prefabricadas, de longitud no estándar, que permiten minimizar las dovelas de cierre propiamente dichas que se hormigonan "in situ". En general, las dovelas se han modulado a 2,40 m de longitud y dado que se deseaba que los vanos del puente fueran de 52 m y 42 m, respectivamente, las dovelas de cierre resultantes eran muy largas y por tanto grande la cantidad que había que hormigonar "in situ". Para disminuir esta dovela de cierre al mínimo deseable, de unos 30 cm, se realizaron unas dovelas de acoplamiento con longitud menor que la estándar y del orden de 1,5 m. Estas dovelas se han hecho introduciendo la dovela conjugada, dentro del molde que la solapa, en una longitud de 90 cm, aproximadamente.

El puente de FF.CC., en general, y éste sobre el río Guadiana en particular, tiene unos esfuerzos cortantes mayores que uno de carretera de la misma luz; por ello, y para no regruesar las almas del puente, con el consiguiente aumento de peso, se ha utilizado pretensado vertical de las almas, mediante barras Dywidag, en las dovelas de pila y en las dos adyacentes a cada lado. De este modo, el vano lleva pretensado vertical hasta $1/8$ de la luz y se pueden absorber los esfuerzos cortantes (comprobando que las tensiones principales en servicio, en la fibra neutra, no superan la resistencia a tracción del hormigón) sin aumentar el espesor de las almas de 0,40 m y, por tanto, manteniendo el peso del prefabricado.

Finalmente, cabe indicar, como otra aportación de este puente, la colocación en voladizo de las dovelas de estribo que no se pueden equilibrar en la "T" de las pilas extremas. Estas dovelas, que en puentes anteriores se habían colocado sobre cimbra, tenían aquí el inconveniente de que dicha cimbra no tenía un terreno estable como cimiento y hubiera resultado anti-económico pilotarla. Por ello, se planteó la colocación de estas dovelas avanzando en voladizo sobre unas pilas temporales cimentadas en el propio encepado del estribo. El voladizo, en este caso, no es simétrico como en las pilas y, por ello, es necesario contrarrestar el vuelco, anclándolo al cuerpo del estribo mediante las oportunas barras Dywidag. Esta unión es activa para

evitar deformaciones. Es decir, las barras se tesan contra unos bloques metálicos (gatos bloqueados mecánicamente) que se recuperan cuando se pasa el puente a apoyos definitivos. (Fotografía 11).



Fotografía 11.

5. VIADUCTO SOBRE EL BARRANCO DEL DARRO, EN GRANADA

En la actualidad está en construcción el sexto puente de voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas. Se trata de un viaducto de pilas de 80 m de altura y vano central de 100 m de luz, a la salida de Granada, en la Autovía Granada-Almería. La principal singularidad de este viaducto es el hecho de encontrarse en zona de gran sismicidad.

6. CONCLUSION

La técnica de construcción de puentes de voladizos sucesivos, con dovelas prefabricadas, se ha ido afianzando en los últimos años, dentro de la Empresa de Construcción Ferroviaria, debido principalmente a ser un procedimiento que permite plazos de ejecución menores que cualquier solución "in situ", y costes equiparables incluso a soluciones con vigas prefabricadas, en el campo de las mayores luces de éstas (35 a 45 m), siempre que se trate de viaductos o puentes que, por su longitud (más de 250 m), permitan un número de dovelas (unas 100 o más) que haga rentable los costes fijos del procedimiento.

RESUMEN

En la presente comunicación a la XIII Asamblea Nacional de la A.T.E.P., celebrada en Alicante, se pasa revista a los últimos puentes construidos por Ferrovial aplicando la técnica de avance en voladizos, con dovelas prefabricadas.

La serie se inició en los Viaductos de Horta y

Cruzul, que fueron objeto de otra comunicación a la anterior Asamblea de la A.T.E.P. (la XII, en Granada) y se ha seguido ahora con el puente sobre el río Arevalillo, puente sobre el río Ebro y puente sobre el río Guadiana.

En el puente sobre el río Arevalillo se han introducido, por primera vez, aros de neopreno para estanquidad en las juntas de las vainas del pretensado. En el puente sobre el río Ebro, en Benifallet, se aumenta la luz hasta prácticamente 100 m y se introduce el canto variable en las dovelas. En el puente sobre el Guadiana, se introduce el pretensado vertical, las dovelas prefabricadas de estribo, y los apoyos en pilas temporales durante la construcción.

En conclusión, el procedimiento se ha afianzado dentro de las técnicas de construcción de esta Empresa, debido a que permite ofrecer mejores plazos de ejecución, a unos costos competitivos incluso con soluciones tradicionalmente económicas como son los puentes de vigas prefabricadas, tratándose de puentes largos y luces por encima de los 35 metros.

SUMMARY

In the present report to the XIII National Assembly of the A.T.E.P. held in Alicante, the

latest bridges which has been built by Ferrovial applying the technique of free cantilevering with precast segment, are reviewed.

The series started with the Horta and Cruzul Viaducts, which were object of another report at the earlier XII Assembly of the A.T.E.P. (Granada) and has now been followed with the bridge over the Arevalillo river, bridge over the Ebro river and bridge over the Guadiana river.

In the bridge over the Arevalillo river, neoprene rings were introduced for waterproofing the joints of the pre-stressing sheaths. In the bridge over the Ebro river, in Benifallet, span was increased to almost 100 m. and a variable depth was introduced in the deck. In the bridge over the Guadiana, vertical pre-stressing, prefabricated segments of the abutments, and supports on temporary piers during construction was used.

By way of conclusion, the process has been guaranteed within this Company's building techniques, because it permits better execution terms to be offered at competitive costs, even with traditionally economic solutions such as precast prestressing beams bridges, when considering long bridges and spans of more than 35 to 45 metres.

* * *

"CUADERNOS TRIMESTRALES INTEMAC"

Con el "CUADERNO INTEMAC" número 1 (91), se inicia la publicación de la Serie "CUADERNOS INTEMAC", que aparecerá con periodicidad trimestral y está destinada a divulgar los trabajos realizados por los técnicos de dicho INSTITUTO, bien en labor personal, bien en colaboración dentro de trabajos de investigación realizados por sus equipos en programas propios de investigación o en aquellos realizados en colaboración con Universidades y otros Centros de Investigación de diversos países.

Este primer número está destinado al tema de "Cuantías mínimas en flexión", presentando métodos que conducen a soluciones más lógicas y al mismo tiempo más económicas que las de la normativa vigente y que ha sido redactado por J. Calavera y L. García Dutari.

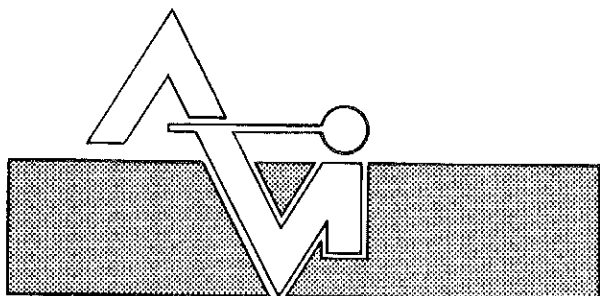
Los próximos números abordarán los siguientes temas:

CUADERNO INTEMAC 2 (91) (Julio 1991).
"Los forjados compuestos de chapa nervada y hormigón: sus ventajas y limitaciones"
J. Jordán de Urriés.

CUADERNO INTEMAC 3 (91) (Septiembre 1991).
"Criterios para el descimbrado de Estructuras de Hormigón"
J. Calavera y J. Fernández Gómez.

CUADERNO INTEMAC 4 (91) (Diciembre 1991).
"Juntas de Hormigonado y Retracción"
J. Calavera, J. Caffarena y E. González Valle.

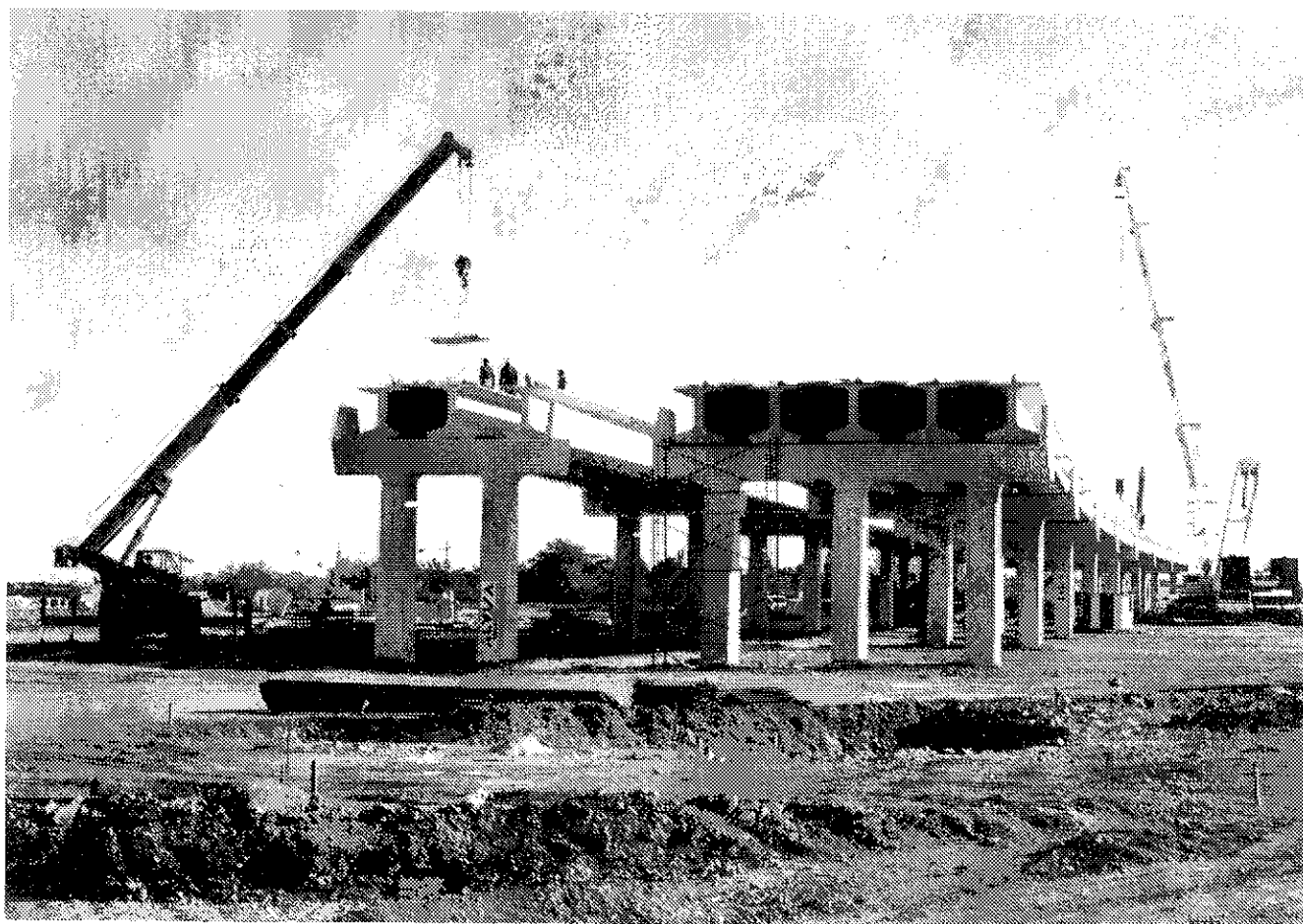
El importe de la suscripción anual (cuatro números) es de dos mil pesetas y los pedidos deben dirigirse a INTEMAC, Departamento de Publicaciones, calle Monte Esquinza, 30, 28010 Madrid.



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 Mallada, 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

Puente atirantado de Marbella

Santiago P. Fadón,
José L. Alonso
Oficina Técnica Ferroviaria

El puente atirantado de Marbella (Málaga), fotografía n.º 1, fue objeto de una comunicación en la Jornada Técnica sobre Puentes Atirantados que se celebró, precisamente en Marbella, en Septiembre/88. El texto de esta comunicación, que trataba diferentes aspectos del cálculo de este puente, fue publicado en su día en esta misma revista. En la presente comunicación, presentada en la XIII Asamblea de la A.T.E.P., en Alicante, y a fin de evitar repeticiones, se tratan solamente los procesos de construcción empleados.

El puente es una estructura asimétrica, de una sola torre en forma de "A", que tiene 34,5 m por encima del tablero y 11 m por debajo. El vano principal tiene 72 m desde el cruce con el

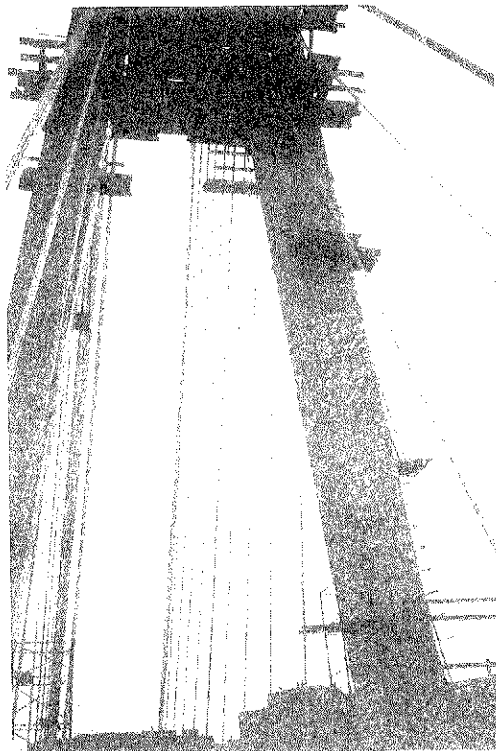


Foto 1.

eje de la pila, y el vano de compensación tiene 20 metros. Hay, además, un contrapeso de 14 m de largo.

El puente es todo él de hormigón armado (sin pretensar el tablero) y en el caso de la torre e impostas se ha utilizado hormigón blanco.

La torre está inclinada hacia el contrapeso, y cada "pata" hacia el vértice superior, que se remata en arcos circulares de medio punto.

Los tirantes son de tipo múltiple, con una distancia entre anclajes de 6 m, y un total de 19 de ellos en cada borde del puente.

Las obras se iniciaron con la excavación de las cimentaciones de la torre y estribos, hasta alcanzar la roca, que se situaba a poca profundidad. La ejecución de las zapatas, en hormigón armado, no presentó ninguna singularidad digna de reseñarse. Una vez terminadas las cimentaciones, se inició el hormigonado del estribo-contrapeso, en forma de cajón hueco, para lastrarlo con un peso de relleno de tierras (fotografía n.º 2).

Al mismo tiempo, se realizó el montaje del encofrado trepante para la torre. Inicialmente, se había pensado en una sección en cajón hueco para cada "pata"; sin embargo, la dificultad de realización de un encofrado interior de canto variable para un trepado con inclinación longitudinal y transversal, aconsejó cambiar de la sección hueca a sección maciza. Por otra parte, la cantidad de hormigón adicional, dadas las dimensiones de la torre y el hecho de requerir macizado en su coronación para los anclajes, era pequeña. El encofrado exterior trepante lo realizó la empresa especializada Peri, S.A. Consistía (fotografía n.º 3) en unas consolas triangulares inferiores que se colgaban, en su lado superior, en un anclaje recuperable dejado en la tongada anterior, y se apoyaban, en su vértice inferior, contra las caras de la pila ya ejecutada. Sobre estas consolas inferiores se apoyaban otras trapeciales, superiores, que eran las que soportaban el encofrado propiamente dicho, y los

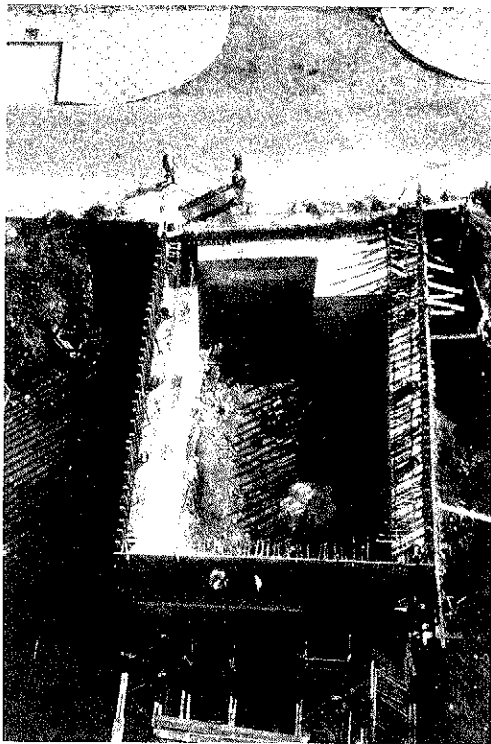


Foto 2.



Foto 3.

empujes del hormigón fresco. Las consolas superiores podían regular su inclinación mediante los oportunos husillos, que permitieron el

correcto replanteo en planta, de cada tongada. El encofrado propiamente dicho, estaba constituido por un forro de aglomerado, con tratamiento fenólico en ambas caras, que era soportado por vigas longitudinales de madera. Por encima de las consolas inferiores se montó una plataforma de madera, y por encima de las consolas superiores otra. La plataforma inferior servía para el posicionamiento y replanteo del encofrado, y la plataforma superior para la introducción de la ferralla, vainas y anclajes de los tirantes. La longitud de la tongada fue de 3 m, y se llegó a un ritmo de una a la semana. La ferralla se montó "in situ", con barras longitudinales de 5 m de largo. Al llegar a las tongadas superiores (fotografía n.º 4), la colocación de la ferralla se vió extraordinariamente dificultada



Foto 4.

por la necesaria colocación de tubos de encofrado perdido y placas de anclaje para los tirantes. El ritmo de construcción bajó, de una tongada a la semana a una al mes, aproximadamente. Por otra parte, y a partir de una cierta altura, la torre necesitaba un apuntalamiento provisional, para el peso propio, en etapa de construcción. Si se hubiera tratado de construir sin este puntal, la armadura necesaria en voladizo hubiera sido desproporcionada, por lo que habría que haber recurrido a modificar el diseño. El apuntalamiento se hizo mediante sendas vigas metálicas HEB-400, soldadas longitudinalmente dos a dos, para cada "pata". Además, se colocó otro perfil metálico, de menor área, entre las dos patas, como un puntal horizontal (fotografía n.º 5).

El hormigón empleado en la torre se fabricó con cemento blanco y áridos calizos totalmente blancos; el resultado fue un hormigón que entonaba perfectamente con las casas encaladas del pueblo antiguo de Marbella, contiguo al puente.

El tablero, de hormigón armado, sin pretensado, se ejecutó sobre una cimbra convencional de torres metálicas (fotografía n.º 6). Una vez terminada la cimbra, se encofró sobre ella la

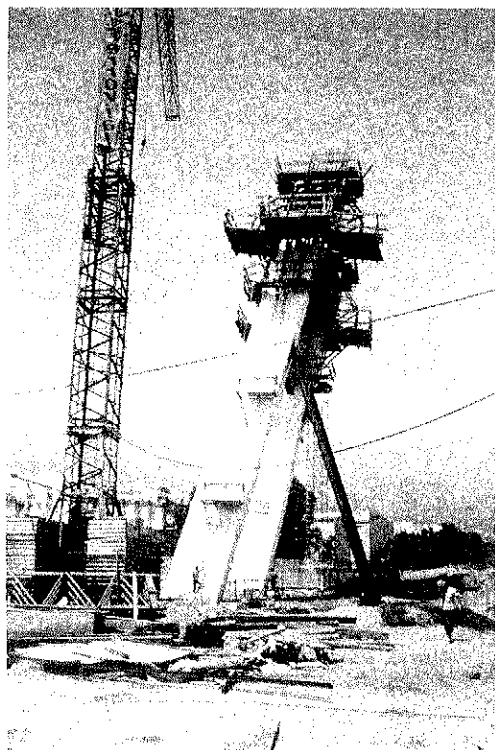


Foto 5.



Foto 6.

sección transversal en "II" del tablero (fotografía n.º 7). El hormigón, de tipo convencional en este caso, y resistencia de 350 kg/cm^2 , se bombeó desde el terreno. Todo el tablero se hormi-

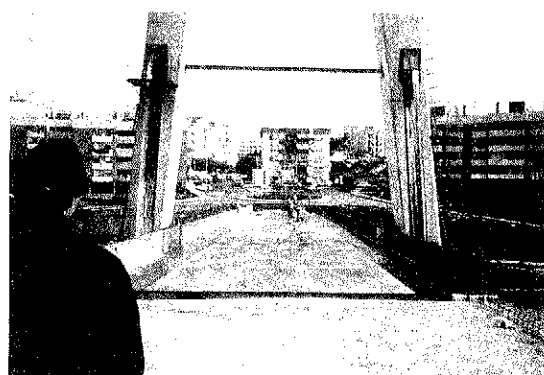


Foto 7.

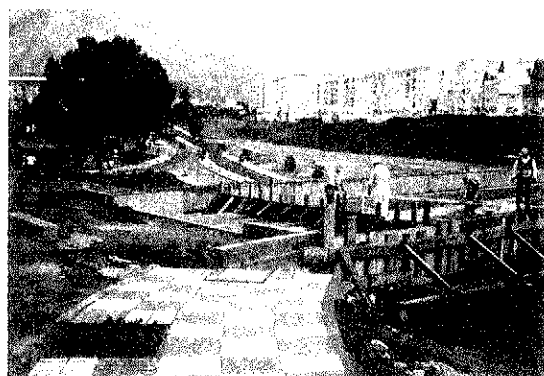


Foto 8.

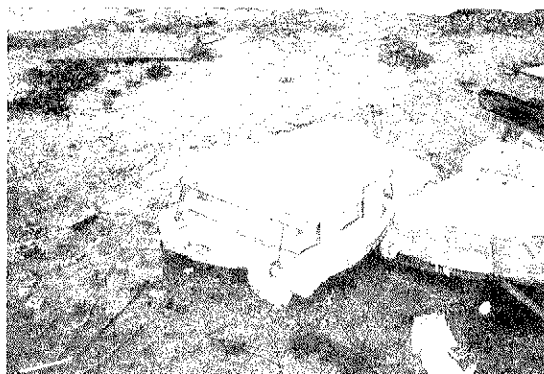


Foto 9.

gonó de una sola vez, excepto las losas de transición que incorpora el mismo en sus extremos (fotografía n.º 8), que se hormigonaron en segunda fase.

Las condiciones singulares de apoyo de este puente, requirieron del diseño y fabricación de apoyos especiales. De éstos, el principal (fotografía n.º 9) es el situado entre el tablero y el estribo contrapeso, que recibe las fuerzas horizontales, pero permite, en sendas superficies de deslizamiento, los giros de eje horizontal y los desplazamientos verticales.

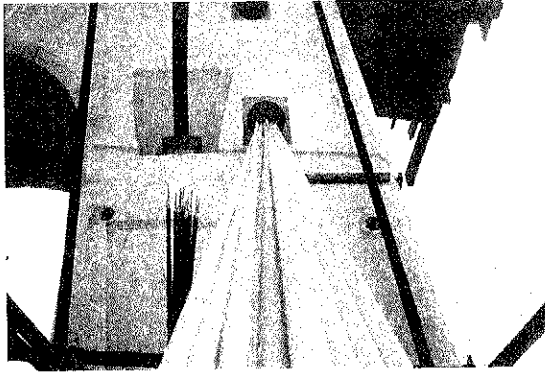


Foto 10.

Los tirantes del tablero a la torre, y de ésta al estribo de contrapeso (fotografía n.º 10), se montaron del tipo cordón monoprotectido, sin vaina colectiva. La protección consistió en tres barreras sucesivas. En primer lugar, un galvanizado de los alambres antes de pasar por la última hilera del trefilado; en segundo lugar, un recubrimiento de brea-epoxi y, por último, un revestimiento de plástico blanco, inalterable por la exposición a la intemperie. La colocación de este tipo de cables en puentes de pequeñas dimensiones es extraordinariamente sencilla y, además, se evitan las operaciones de inyección, posteriores a la puesta en tensión. El tesado de cada tendón se hizo con un gato unifilar, cordón a cordón. Dada la pérdida por acortamiento elástico es necesario tesar más el primer cordón e ir disminuyendo, hasta la fuerza teórica, en el último de cada tendón. Se realizaron los oportunos cálculos y se determinó la fuerza de puesta en tensión para el primer cordón; posteriormente se llevaron todos los demás a la misma deformación marcada en el primero. Los chequeos que se hicieron en diferentes tendones, una vez puestos en tensión la totalidad de los cordones que los componían, pusieron de manifiesto desviaciones menores del 10%, de los menos desviados respecto al valor teórico. Hay que señalar, sin embargo, las diferencias de tensión aparente de unos cordones a otros; al tantear su tensión con la mano, parecía mucho mayor de ese 10%; lo que llevó, precisamente, a realizar dichas comprobaciones.

Por otra parte, una vez terminada la puesta en tensión de todos los tirantes, se procedió al chequeo y regulación de las fuerzas logradas en cada uno de ellos, por el método, y con los resultados que quedaron expuestos en el artículo anteriormente citado de esta misma revista.

Finalmente, se procedió a las operaciones de remate y terminación del puente, de las cuales hay que destacar, por su repercusión en la estética de la estructura, la prefabricación a pie de obra, con hormigón blanco, de las impostas del

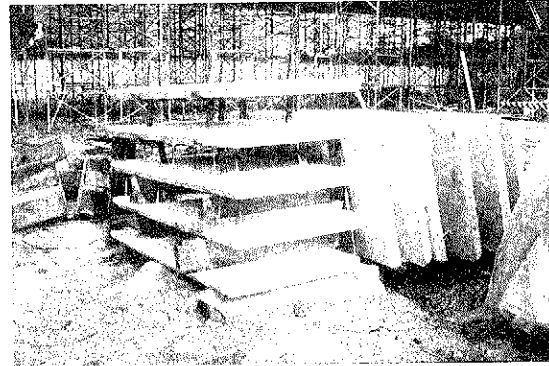


Foto 11.

puente (fotografía n.º 11). Estas impostas se acopiaron en la misma obra, como muestra la fotografía citada y, llegado el momento, se colocaron sobre el borde del puente mediante dos perfiles metálicos por módulo, que se nivelaban y hormigonaban en un cajetín corrido dejado al efecto.

RESUMEN

En esta comunicación se hace referencia a un artículo publicado en *HORMIGON Y ACERO* n.º 173, en el que se realizó una exposición detallada del esquema estructural del puente atirantado de Marbella y de los cálculos estáticos correspondientes.

En la presente, se realiza una descripción de los procesos constructivos del puente. En primer lugar se describe, con algún detalle, la construcción de la torre, con un encofrado de canto variable y doble inclinación; en segundo término se pasa revista a la construcción en cimbra del tablero. Finalmente, se explican los procesos de montaje y puesta en tensión de los tirantes, constituidos por cordones monoprotectidos.

SUMMARY

This report refers to an article published in *HORMIGON Y ACERO* No 173, which gives a detailed explanation about the structural behaviour of the stay bridge in Marbella and the respective static calculations.

The present work offers a description about the bridge's construction processes. Firstly, the construction of the tower is described, in certain detail, with a variable edge and twin slope forming; secondly, the construction is reviewed in centre of the deck. Lastly, the assembly and stressing processes of the stays formed by mono-protected strands are explained.

Depósito de hormigón pretensado, de 60.000 m³, para gas natural licuado, en Huelva

Manuel Thomé Guezala
Ingeniero de Caminos
IBERINSA

El tanque para gas natural licuado (GNL), de ENAGAS, en Palos de la Frontera (Huelva), consiste en un depósito interior cilíndrico, de acero especial al 9% de níquel, con capacidad para 60.000 m³ de gas líquido, a temperatura criogénica de -167°C y un tanque exterior cilíndrico, de hormigón pretensado, cerrado con una cúpula esférica y losa de cimentación circular, que constituye el depósito secundario o de seguridad, para el caso de rotura del tanque interior, al que rodea completamente, a la vez que sirve de protección al mismo.

Los principales elementos del depósito exterior son (fig. 1):

—La losa de cimentación circular, de 54,01 m de diámetro, para cimentación directa sobre un relleno seleccionado de grava compactada.

—El muro, de 0,70 m de espesor y 40,85 m de altura, con pretensado horizontal y vertical.

—La cúpula esférica, de 49,41 m de radio, de hormigón armado, de espesor constante, que aumenta hasta 90 cm en el empotramiento en la parte más alta del muro.

—Sobre la cúpula se construye una plataforma metálica para las bombas y restantes instalaciones del tanque.

Condicionantes del diseño:

Climáticos

La situación del tanque en una zona sometida a altas temperaturas, ha obligado a diseñar un aislamiento importante del depósito interior, tal que minimice la tasa de formación de gas, dentro del tanque, por entrada de calor.

El espacio resultante entre el tanque interior y el exterior, tanto en la solera como en el espacio anular existente entre ambos depósitos y entre el techo del tanque y la cúpula, se ocupa con distintos materiales aislantes, para reducir la entrada de calor y limitar el gradiente térmico a través del hormigón del depósito exterior. Además, la losa de cimentación va provista de un sistema de calefacción, para impedir la congelación del terreno bajo el depósito.

Geotécnicos

El estudio geotécnico ha permitido elegir una cimentación directa, mediante losa circular, apoyada sobre un relleno de grava compactada, en sustitución del terreno natural, al estar compuesto el suelo, en sus primeros metros, por arenas poco densas.

Sísmicos

El emplazamiento del depósito en zona de influencia sísmica de la falla Azores-Gibraltar, y la consideración del tipo de producto almacenado, ha supuesto la necesidad de efectuar un cálculo sísmico muy riguroso mediante elementos finitos, modelizando el conjunto tanque interior —tanque exterior— suelo para realizar el análisis modal, partiendo de espectros de respuesta de diseño con obtención de los modos de vibración y factores de participación modal, y finalmente mediante integración directa obtener los espectros de respuesta a considerar en distintos puntos del modelo.

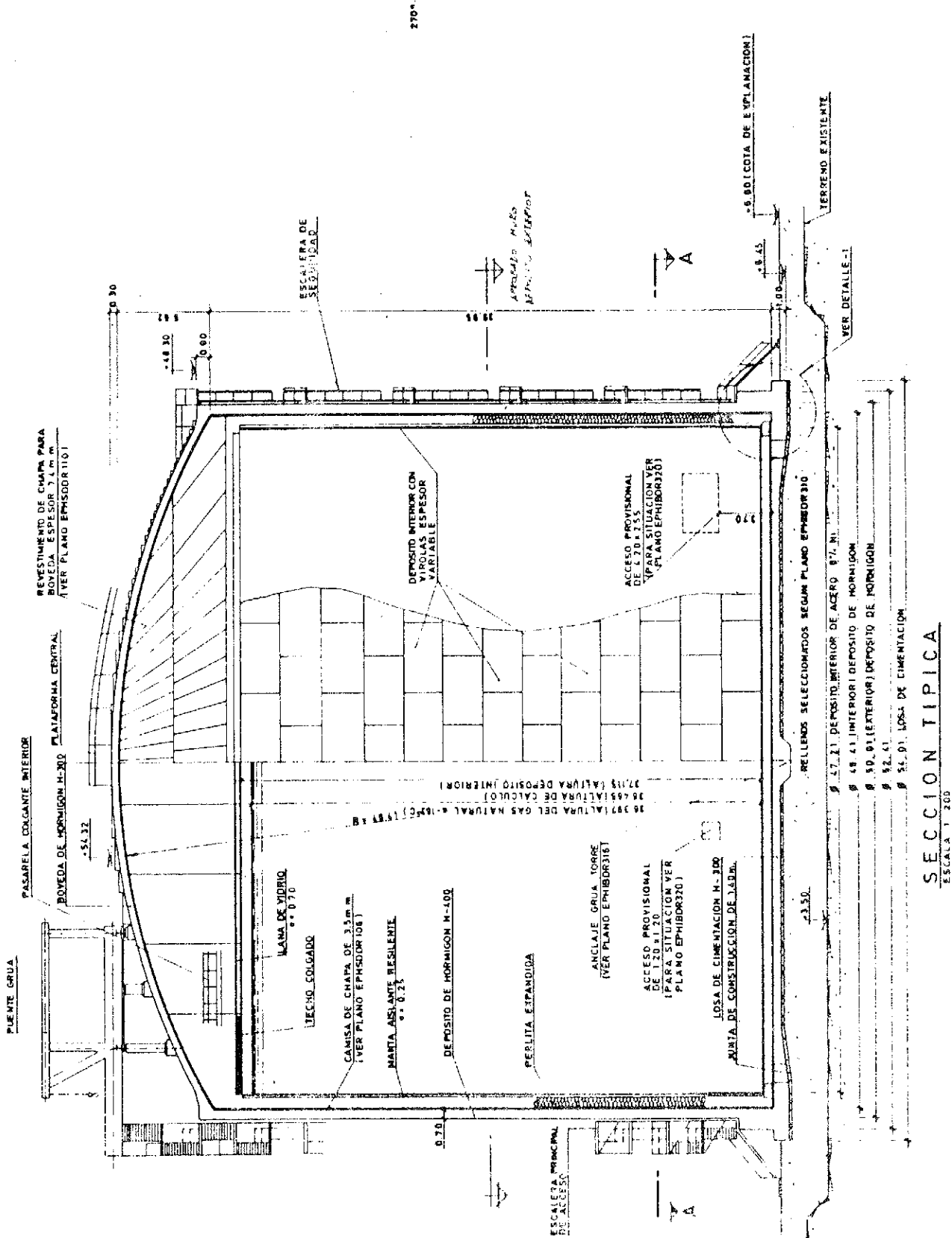


Fig. 1.

Generales

En cuanto al depósito exterior se pedía una solución totalmente hermética, sin juntas de ningún tipo entre los distintos elementos de la estructura, lo que condujo a un tanque formado por un muro de hormigón pretensado en la dirección vertical y horizontal, monolíticamente unido a la zapata anular, también pretensada y diseñada como parte integrante o prolongación del muro, y a la cúpula. Entre la zapata anular y la losa de cimentación interior se deja, provisionalmente, una junta de construcción que se hormigona una vez terminado el pretensado del muro y de la zapata, utilizando un hormigón de retracción controlada.

Acciones específicas para el diseño del depósito

El tanque exterior se proyecta teniendo en cuenta las acciones siguientes, además de las de peso propio, peso de equipos y demás acciones normales en cualquier tipo de estructura:

Operación normal

Se considera, en servicio normal, una sobrepresión interior de 0,20 bar., equivalente a 2,96 t/m², junto con el peso del GNL y tanque interior, sobre la losa de cimentación.

Prueba hidráulica del tanque exterior

El tanque exterior se dimensiona para una prueba hidráulica con 1,25 veces el peso del G.N.L. El nivel del agua resultante es 19,50 m sobre la base del muro.

Prueba hidroneumática del tanque interior

La prueba hidráulica del tanque interior consiste en el llenado con el mismo volumen de agua que su contenido de G.N.L., por lo que se tiene en cuenta el peso de una columna de 36,40 m de agua, sobre la losa de cimentación, junto con la presión interior correspondiente a 1,25 veces la presión de diseño, de 0,29 bares, equivalente a 3,7 t/m².

Fuego exterior

El fuego exterior se considera como una radiación de calor de 12 kW/m², durante 6 horas.

Una estructura de hormigón sometida al fuego, sufre un deterioro superficial que aumenta con el tiempo. Además, el incremento diferencial

de temperatura en la estructura, produce tensiones anormales y puede reducir las propiedades del hormigón, del acero pasivo y de los cables de pretensado. Se observa que si el fuego durara más de diez horas, la temperatura alcanzada por los aceros reduciría considerablemente la resistencia del tanque de hormigón.

Este defecto no es catastrófico, sin embargo, para un depósito autoportante de este tipo, ya que el tanque interior conserva toda su integridad.

Fuego en el interior del tanque

El depósito exterior deberá contener el GNL, en la hipótesis de un incendio interior durante 72 horas, hasta su total extinción, comprobándose la profundidad máxima de las grietas de forma que no sean pasantes.

El análisis del caso de incendio en el interior del tanque se desarrolla en dos etapas. En la primera etapa se determinan las temperaturas en la pared del depósito. Estas temperaturas se usan, en la segunda etapa, para obtener las tensiones y fisuración de la pared del depósito.

Para la determinación de temperaturas se utiliza un programa de ordenador, que obtiene las temperaturas en los nudos de una estructura bidimensional o axilsimétrica, por análisis matricial y desarrollos de Fourier, bajo la acción de un efecto térmico variable en el tiempo.

Los datos de entrada son: el flujo de calor originado en la superficie de GNL, cuyo nivel varía a lo largo del tiempo; la duración del incendio (72 horas según las especificaciones del proyecto); los mecanismos de transmisión del calor y el comportamiento de los materiales del modelo.

El cálculo da como resultado las temperaturas a través de la pared, a distintas horas.

En la segunda fase del cálculo, con un programa de elementos finitos se obtienen tensiones y fisuración en el hormigón, bajo la acción de las cargas y el efecto térmico.

Los datos de entrada son: el peso de la estructura, la presión debida al GNL y las temperaturas obtenidas en la fase anterior.

Para el cálculo, se considera el módulo de elasticidad del hormigón y el límite elástico de los aceros, variables con la temperatura.

Los resultados del programa dan la solución de la fisuración del muro, a distintas horas (desde 2 hasta 72 horas), confirmando la capacidad del muro para contener el GNL durante todo este tiempo.

Efecto sísmico:

Se consideran dos casos:

Caso normal: OBE (Operating Basis Earthquake). Aceleración equivalente 0,28 g.

Caso extraordinario: SSE (Safe Shutdown Earthquake). Aceleración equivalente 0,34 g.

El efecto sísmico para el que se dimensiona el tanque es resultante de los espectros de respuesta de los terremotos OBE y SSE definidos para este proyecto.

Para el análisis sísmico se parte de las propiedades del terreno, según los datos aportados por el informe Geotécnico. Mediante el programa de ordenador "SHAKE", de la Universidad de California, en Berkeley, se obtienen los datos de deformación del terreno, necesarios para definir las funciones de impedancia del mismo.

Una vez definido el terreno, con el programa SAP-IV se analiza la estructura, discretizándola en elementos tipo lámina, tipo sólido y elementos de contorno, para obtener los modos de vibración dinámica y los espectros de respuesta en distintos niveles de la estructura.

Los componentes horizontales y verticales del sismo se combinan tomando doble signo para la componente vertical.

El conjunto suelo-estructura se estudia de tal manera que los elementos más solicitados sean capaces resistir las tensiones calculadas.

Además, la respuesta de la estructura a diferentes niveles, permitirá estudiar correctamente los accesorios del tanque, en particular el conjunto de tuberías y sus soportes.

Efectos de un derrame de GNL

Se consideran en el diseño, junto con la presión hidrostática del GNL derramado sobre el depósito exterior, el gradiente térmico producido en el hormigón por el contacto de GNL a temperatura criogénica en su interior y la temperatura ambiente exterior.

Este gradiente térmico da lugar a zonas de la estructura donde el material se comporta de forma no elástica, originándose fisuras en las zonas traccionadas del hormigón.

Para el estudio del tanque se considera, en primer lugar, la propagación de la temperatura en el tiempo a través de la estructura. A continuación, se estudia el depósito considerando el comportamiento no lineal del hormigón y el acero, para obtener las zonas en que se produce la fisuración y, en consecuencia, la capacidad del depósito para contener el GNL derramado.

Cold-spot

El depósito exterior deberá soportar, en con-

diciones de servicio, una fuga predeterminada del depósito interior.

Impacto

El depósito exterior deberá soportar, sin penetración, el impacto, a 50 m/s, de una masa de 2.000 kg en muro y de 1.000 kg en cúpula.

Cada una de las acciones mencionadas lleva asociadas un conjunto de coeficientes de mayoración de acciones, de minoración de resistencia de materiales y de ancho de fisuras admitidas, función del carácter normal o excepcional de cada hipótesis considerada.

DEPOSITO EXTERIOR

Las principales dimensiones del depósito son:

Tanque interior

- Capacidad nominal 60.000 m³.
- Diámetro: 47,21 m.
- Altura total 37,115 m.

Tanque exterior:

- Diámetro de la losa de cimentación: 54,01 m.
- Cota superior de la cimentación: + 7,450.
- Diámetro exterior del muro: 50,81 m.
- Espesor del muro: 0,70 m.
- Altura total del muro: 40,85 m.
- Radio interior de la cúpula: 49,41 m.

La resistencia característica de los hormigones utilizados en el depósito exterior es:

- Losa de cimentación: 300 kg/cm².
- Muro pretensado: 400 kg/cm².
- Cúpula: 300 kg/cm².

Acero para pretensar. Carga unitaria de rotura: 190 kg/cm².

Acero pasivo AEH-500 CR10 (denominación dada al tipo de acero nacional desarrollado expresamente para este proyecto y capaz de cumplir las especificaciones del mismo para ensayos a -170°C).

CIMENTACION

Dadas las características del terreno sobre el cual había que construir el depósito y las cargas a que iba a estar sometido, se eligió la solución de cimentación directa, frente a la alternativa de una cimentación profunda con pilotes, de acuerdo con las conclusiones del informe geotécnico.

En consecuencia, se ha proyectado una cimentación sobre el relleno de grava compactada por encima de la cota +3,50 a la que se llega previa excavación del terreno natural existente.

Losa de cimentación

Consiste en una losa circular de hormigón armado, de 54,01 m de diámetro y espesor constante, con una zapata anular en su contorno.

Dentro de este último anillo se proyecta una junta de construcción, de 1,40 m de ancho, hormigonada una vez pretensada la parte más baja del muro del depósito.

Al estar el muro del depósito empotrado en la zapata-anillo, parte de la fuerza de pretensado aplicada en su parte más baja se transmite a la zapata; por ello se ha aplicado a la zapata un pretensado con tendones, introduciéndose el pretensado una vez hormigonado el muro, como parte del pretensado del mismo.

Para el anclaje de los tendones de la losa de cimentación, se disponen cuatro contrafuertes exteriores, repartidos a 90° y en la misma vertical que los contrafuertes del muro.

Muro de hormigón pretensado

El espesor del muro es constante e igual a 0,70 m, salvo en la parte inferior de empotramiento en la losa de cimentación, donde se ha aumentado a 1,50 m, uniéndose en su parte superior, monolíticamente, con la cúpula esférica.

El muro está pretensado tanto en dirección horizontal como en la vertical.

El pretensado horizontal lo constituyen anillos completos, distribuidos en toda la altura del muro con separación variable y, formados cada uno por dos tendones de 180° que se anclan en cuatro contrafuertes situados en los extremos de dos diámetros perpendiculares. Cada anillo de pretensado está girado 90° respecto a los dos adyacentes (fig. 2).

Los tendones son todos iguales, con las siguientes características:

- Tipo 19 ϕ 0,5".
- Calidad: según ASTM A-416.
- Carga de rotura: 360 t.
- Fuerza de anclaje: 249,2 t.
- Diámetro de la vaina: 90 mm.
- Longitud: 84,00 m.

El pretensado vertical se logra con una serie de tendones, repartidos uniformemente (fig. 3). Los tendones verticales tipo tienen un trazado en J, con el anclaje superior en la parte más alta del muro y el inferior en el escalón que forma el tacón existente en la base del mismo. En planta, los tendones están girados para salir casi tangentes al muro, y obtener así una curvatura admisi-

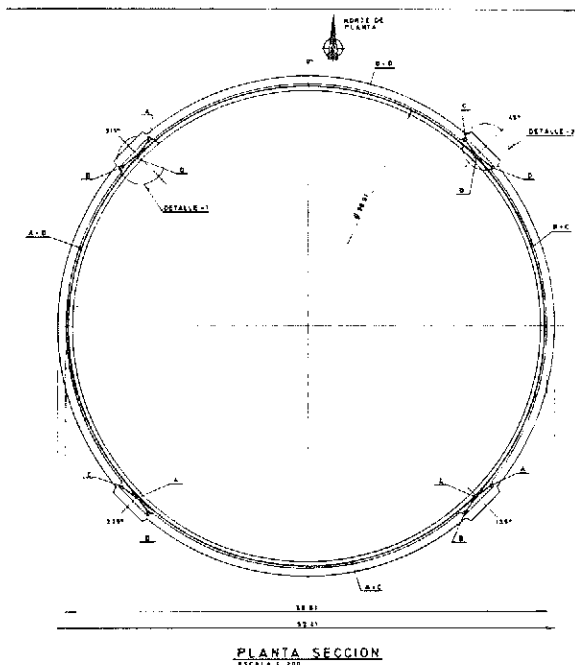


Fig. 2.

ble que permita su enfilado. El punto más bajo de estos tendones queda al nivel de la armadura inferior de la viga anillo de cimentación del muro. Los tendones cuyo anclaje inferior queda en la zona de los contrafuertes del muro, tienen su trazado en L, anclándose en los mismos tacones que sirven para el anclaje de los tendones de pretensado de la viga anillo de cimentación.

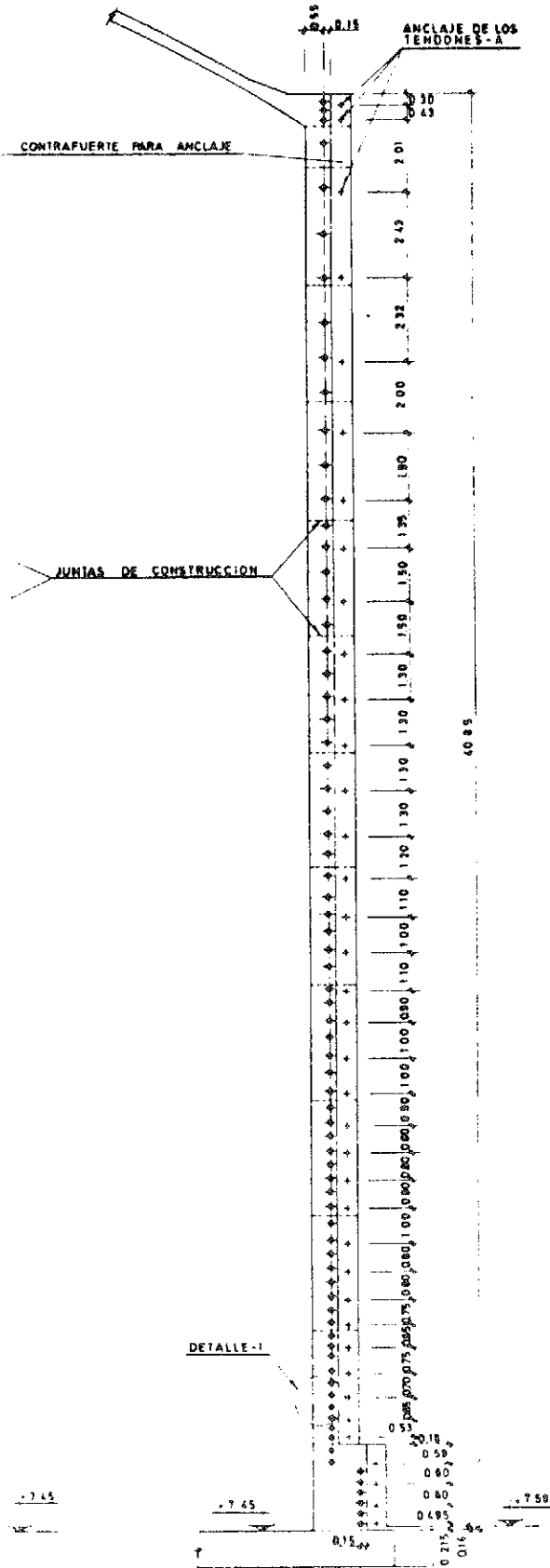
Los tendones verticales se tesan desde ambos extremos, y son de la misma calidad que los del pretensado horizontal, con las siguientes características:

- Sección: 15 ϕ 1/2".
- Carga de rotura: 281 t.
- Fuerza de anclaje: 197 t.
- Longitud: 46,50 y 48,50 m.
- Diámetro de la vaina: 81 mm.

Para el acceso al interior del depósito, durante la construcción, se han previsto dos entradas provisionales en el muro, situadas a la misma altura y diametralmente opuestas. Una de ellas, con dimensiones que permiten la entrada de materiales y accesorios, y otra, reducida, como salida de emergencia.

Estas entradas se mantienen abiertas durante toda la obra, cerrándose después de realizar la prueba hidroneumática del tanque. Para esta prueba se cierran ambas entradas con unas compuertas metálicas, dimensionadas para resistir la sobrepresión interior a que se somete el depósito durante la prueba.

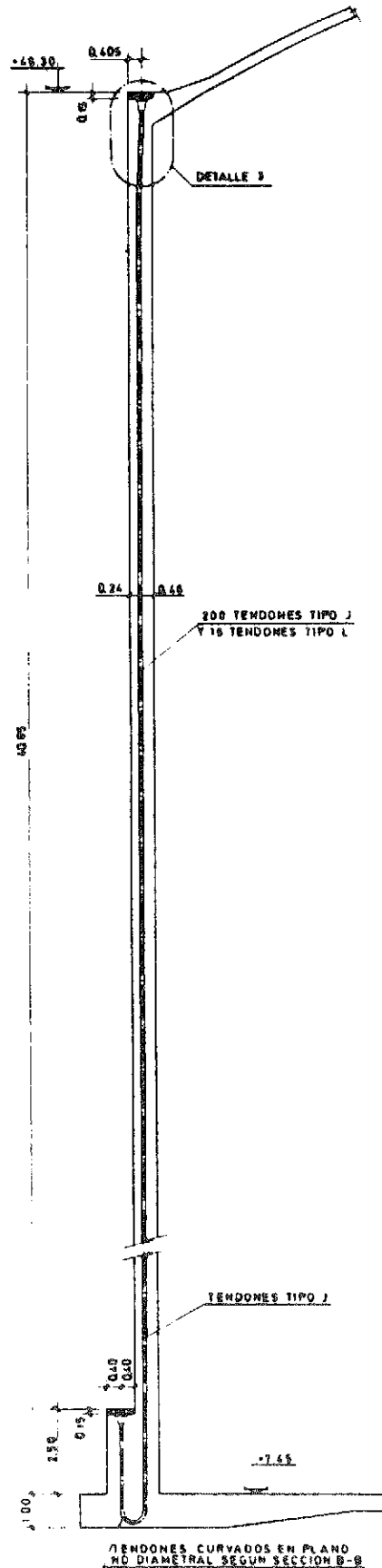
Dadas las dimensiones de las puertas provisio-



SECCION A-A
ESCALA 1/100

NOTA:

LOS TENDONES A-1 A-5, D-9, B-21 D-31, A-35 Y A-101 SE ALZAN O BAJAN EN SUS EXTREMOS SEGUN DETALLE DEL PLANO EPHIBDR322



TENDONES CURVADOS EN PLANO NO DIAMETRAL SEGUN SECCION B-B
ALZADO ESQUEMATICO
ESCALA 1/100

Fig. 3.

nales y la separación de los tendones tanto verticales como horizontales, quedan interrumpidos algunos anillos de pretensado horizontal y tendones verticales.

La condición exigida en las especificaciones del depósito es que, a la zona del muro afectada por las puertas, se le aplique un pretensado tal que se consiga un estado de compresiones similar al del resto del muro. Por ello se admitió mantener el trazado de los tendones como si no existieran los huecos de las puertas, interrumpiéndolos al llegar al hueco para, una vez terminadas las fases constructivas en que son necesarias las puertas, colocar las vainas, hormigonar los huecos y pretensar los tendones de la franja afectada, es decir, los directamente cortados en los huecos, más aquellos tendones próximos necesarios para obtener el efecto del pretensado necesario.

Toda la superficie interior del depósito exterior está cubierta por una camisa de chapa de acero (liner), para asegurar la estanquidad al gas.

Sobre la solera de hormigón se dispone una chapa de acero sobre la cual se colocan, a su vez, la capa de bloques de Foam-glass para aislamiento térmico.

En la pared interior del muro, la camisa de chapa es más delgada y se fija al muro soldándola a unas pletinas en forma de malla que se dejan embebidas en el muro al hormigonar.

En la cúpula, la chapa se dimensiona para resistir el peso del hormigón, dotándola de conectores para colaborar con el hormigón en la resistencia de la cúpula.

El pretensado del depósito exterior se ha aplicado en distintas fases, según las operaciones del proceso constructivo y pruebas a que se le ha sometido.

Las fases principales de pretensado son las siguientes:

Fase 1ª: Losa de cimentación y tendones horizontales de la zona baja del muro, excepto los situados en la banda de las puertas de acceso.

Fase 2ª: Tendones verticales, en un 50%.

Fase 3ª: Tendones horizontales en la zona superior del muro.

Fase 4ª: Tendones del anillo de compresión de la cúpula.

Fase 5ª: Tendones horizontales de la zona media del muro.

Fase 6ª: Tendones verticales restantes, excepto los afectados por las entradas provisionales.

Fase 7ª: Tendones horizontales restantes de la zona baja del muro, excepto en las puertas.

Fase 8ª: Tesado provisional de los tendones horizontales de las puertas, para la prueba hidroneumática del tanque.

Fase 9ª: Tesado final de los tendones de las puertas provisionales, tanto horizontales como verticales.

Cúpula

El depósito exterior se cierra con una cúpula esférica, de 49,41 m de radio interior, empotrada monolíticamente en la parte superior del muro.

La cúpula es de hormigón armado, de espesor constante, excepto en el anillo de empotramiento en el muro, donde aumenta el espesor gradualmente.

Para el hormigonado de la cúpula, en lugar de cimbrar se ha montado una cúpula metálica de chapa de acero, con rigidizadores y conectores, que sirve a la vez como "liner" interior del depósito y como elemento resistente de la estructura de la cúpula.

El empuje horizontal transmitido por la cúpula sobre la parte superior del muro, se equilibra por medio de un pretensado formado por tendones, de las mismas características que los de pretensado del muro, colocados en el anillo inferior de la cúpula y en la misma vertical del muro, sin sobresalir del mismo para facilitar su construcción con el mismo encofrado utilizado en el muro.

Con el pretensado aplicado en el anillo de compresión de la cúpula, se eliminan los esfuerzos de tracción que de otra forma se producirían en la zona anular perimetral de la cúpula, consiguiéndose que, bajo cargas permanentes, toda la cúpula esté en compresión, tanto en dirección radial como circunferencial.

Sobre la cúpula se construye una plataforma, para las bombas del tanque, formada por una estructura metálica sobre un total de 20 pilares.

La cúpula se proyecta con agujeros para las bombas y demás equipos necesarios para el funcionamiento del tanque.

El acceso a la parte superior del tanque se consigue mediante una escalera metálica exterior, adosada al muro.

RESUMEN

El tanque de gas natural licuado (GNL) de ENAGAS, en Huelva, consiste en un depósito interior cilíndrico de acero especial, con capacidad para 60.000 metros cúbicos a temperatura criogénica de -167°C y un tanque exterior de

hormigón pretensado, de seguridad para el caso de rotura del tanque interior.

Los principales elementos del depósito exterior son:

—La losa, de 54,01 m de diámetro, para cimentación directa sobre un relleno de grava compactada.

—El muro, de 0,70 m de espesor y 40,85 m de altura, con pretensado horizontal y vertical.

—La cúpula esférica, de 49,41 m de radio, de hormigón armado, de 30 cm de espesor, hormigonada sobre una cúpula de chapa izada a su posición por medio de aire comprimido.

El tanque exterior se dimensionó para resistir las acciones de servicio y las producidas por el empuje del GNL derramado, con sus efectos térmicos; la acción sísmica; el impacto de un proyectil, y el incendio del GNL.

SUMMARY

The LNG tank of ENAGAS, at Huelva, is a double walled structure, with a 60.000 cubic meters inner tank made of cryogenic 9% nickel steel and an outer containment tank of pretressed concrete.

The main elements of the outer tank are:

—The 54,01 m diameter base slab, poured on a compacted fill.

—The cylindrical wall, 0,70 m thick, 40,85 m high and 49,41 m internal diameter.

—The spherical dome, of reinforced concrete, 0,30 m thick and radius 49,41 m. Its concrete was casted on a steel dome lifted by injecting air under pressure underneath the dome.

The pretressed concrete tank was designed to withstand operating loads, the hydrostatic pressure and thermal gradient of the spilled LNG, hydraulic and pneumatic tests, earthquake loadings, aircraft impact and burnout.

* * *

ULTIMAS PUBLICACIONES DEL INSTITUTO DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION DE CATALUÑA - ITEC

Fundado en 1978, el ITEC tiene como lema y principal objetivo, la contribución a la **mejora del producto final construido (edificación + ingeniería civil)**.

Con este propósito el ITEC trabaja, principalmente, en el diseño y desarrollo de métodos, sistemas y recomendaciones que, puestos al alcance de los agentes del sector de la construcción (promotores públicos y privados, proyectistas y directores de obra, constructores, fabricantes e industriales), les permita alcanzar resultados más satisfactorios.

En la actualidad, el ITEC tiene a la venta, entre otras, las siguientes publicaciones:

- Catálogo de Software de la Construcción.
- Cuadros de precios ITEC-91.
- Fichas de mantenimiento del edificio.
- Programa informático ESTIM: ITEC.
- Libro de ponencias del ARECDAO-91.

Los interesados en adquirir alguna de estas publicaciones, deberán dirigirse a:

ITEC

Institut de Tecnologia de la Construcció de Catalunya

Wellington, 19

08018 BARCELONA

Tel.: (93) 309 34 04

Fax: (93) 300 48 52

Acondicionamiento de un tramo del muelle de Levante para el atraque de barcos de doce metros de calado. (Puerto Autónomo de Valencia).

J.R. Atienza (Dr. I.C.C.P.)

J.M. Codina (I. Industrial)

R. Irlés (Dr. I.C.C.P.)

V.J. López (Dr. I.C.C.P.)

Departamento de Mecánica de los Medios
Continuos y Teoría de Estructuras.
Universidad Politécnica de Valencia.

1. INTRODUCCION

En 1986, el Puerto Autónomo de Valencia convocó un concurso para el proyecto y ejecución de la obra del "Acondicionamiento de un tramo del Muelle de Levante para atraque de barcos de doce metros de calado". Con la obra, se pretendía aumentar 3 m el calado, a base de adelantar unos 11 m la alineación del cantil hacia el mar, en una longitud de casi medio km de muelle, y la construcción de un atraque Ro-Ro en su ángulo con el Transversal de Levante.

Entre las numerosas ofertas, resultó seleccionada la más económica, presentada por Construcciones y Estudios, S.A., con un proyecto desarrollado en colaboración con el personal del Departamento antes citado, a través de un convenio de asistencia técnica.

2. DESCRIPCION DE LAS OBRAS

La oferta ganadora se representa en la Fig. 1.

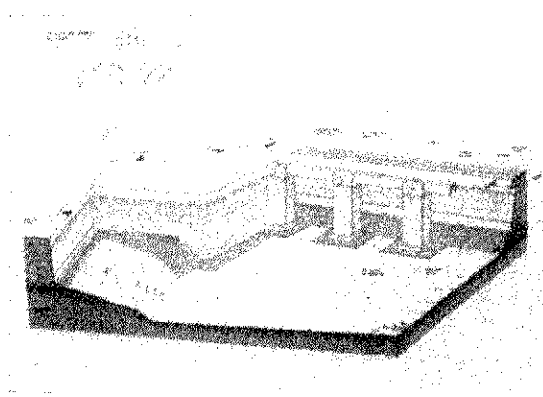


Fig. 1.

2.1. En la zona del atraque Ro-Ro, consta de un muro de gravedad, sobre asiento de escollera, preparado mediante dragado. Constituyen el muro, bloques de hormigón en masa, de anchos crecientes con la profundidad, y una viga cantil, de hormigón armado, construida "in situ", que encadena todos los bloques y remata superiormente el muro. Su trasdós se rellena con todo uno de cantera, y en superficie se disponen planchas protectoras, de acero, en los frentes de atraque.

2.2. En la zona de muelle, la solución estructural es más elaborada y está inspirada en otra obra, sobre un muelle del Puerto Autónomo de Bilbao, (presentada en otra ocasión, ante esta Asamblea, por sus autores Alonso, Arenas y Pantaleón), realizada, no para aumentar el calado, sino la superficie de maniobra en el muelle.

2.2.1. La solución consiste en unas pilas macizas de hormigón, con armadura somera de piel y recubrimiento de 20 cm, de unos 14 m de altura y sección 4 x 5 m²; se disponen a 16 m entre ejes y también descansan, a través de un pedestal, sobre asiento de escollera preparado mediante dragado. Cada pila presenta una defensa tipo IBC-W-550 x 1.500 y la mitad de ellas, bolardos de 100 t de tiro nominal.

2.2.2. Sobre las pilas apoyan las recias vigas de hormigón armado y pretensado que definen la nueva línea del cantil, 11 m mar adentro del antiguo. Con este desplazamiento ya se salva la zona del pic del cantil preexistente, cuya escollera limitaba a unos 9 m el calado del atraque.

Estas vigas cantil son de 13,80 m de luz, 1,5 de canto máximo y 2,7 de ancho. Son de diseño similar a las utilizadas en el Puerto Autónomo

de Bilbao, pero más ligeras; tienen sección en π , con un tercer nervio central, de menor canto, para recibir el carril exterior de la grúa portacontenedores, y tres diafragmas, aparte de los extremos, alineados con otras tantas ménsulas cortas que vuelan hacia tierra, para apoyar un tablero que se define más tarde.

2.2.3. El bloque superior del antiguo muelle se demuele, y se sustituye por otro de hormigón armado construido "in situ", de unos 8 m de ancho y 1,7 de canto mayor. El nuevo bloque soporta varios carriles de grúa y F.C. y también presenta ménsulas cortas que vuelan hacia el mar. Sus juntas de dilatación se disponen a unos 32 m, con lo que se consigue un peso por módulo, de unas 1.150 t, suficientes, junto con el peso de las pilas, para garantizar la estabilidad del conjunto, contando incluso el tiro de los bolardos.

2.2.4. Entre las vigas cantil y el nuevo bloque, se dispone un tablero nervado, de 6,5 m de luz, formado por vigas prefabricadas de hormigón pretensado (55 x 40 cm²) dispuestas cada 3 ó 4 m, y que apoyan en las ménsulas antes citadas, completadas con una losa de hormigón armado construida "in situ", de 33 cm de canto.

2.2.5. Como elemento de unión entre la alineación de pilas (exentas) y la del bloque, se dispone, en todas ellas, para transmitir los tiros de los bolardos y esfuerzos longitudinales del cantil, una biela de hormigón armado, de 53 cm de canto y 3,5 m de ancho, atravesada también por 4 ó 2 tendones de 19 torones de 0,5", de pretensado (según haya o no bolardo, respectivamente) que atan ambas alineaciones. Estas bielas quedan ocultas bajo el tablero nervado.

2.2.6. Las cargas que ha de soportar este conjunto son bastante severas, tanto en sobrecarga uniforme como concentrada sobre carriles. El tablero nervado, por ejemplo, soporta una sobrecarga de 3 t/m², además de su peso. El bloque, cargas de 4 ó 6 t/m², según zonas, además de las cargas sobre carril F.C. o grúa, y el apoyo del tablero. Finalmente, la viga cantil es el elemento más solicitado, ya que debe soportar:

—Sobrecarga uniforme de 1 t/m², en cualquier extensión.

—El apoyo del tablero (hasta 50 t/ménsula), que produce una torsión importante.

—La acción del carril exterior de la grúa portacontenedores, estimada en unas 30 t/ml, en una extensión de 9 m.

—Su peso propio (unas 85 t).

Si a ello añadimos la exigencia del pretensado en clase I para evitar la fisuración, dado que la parte inferior de la viga es habitualmente salpicada por el mar (cota + 0,20 m), se justifica el fuerte armado longitudinal y transversal de este

elemento, constituido por 4 tendones parabólicos, de 15 torones de 0,5", de armadura activa, en cada alma principal, y casi 200 kg/m³, de armadura pasiva (A500N y A400N).

También, como consecuencia de la exposición al agua marina, se han fijado recubrimientos del orden de 4 cm en todos los elementos expuestos y con posibilidad de fisuras.

3. PROCESO CONSTRUCTIVO

En todas las zonas afectadas por la obra, el proceso empezó con un dragado, para colocar la escollera en cimientos sin perder calado disponible.

La construcción del muro para el atraque Ro-Ro, consistió en asentar sobre la escollera los bloques, aparejando en seco las hiladas sucesivas y coronando el cantil con una viga de atado construida "in situ". Posteriormente, el recinto aislado se rellenó de todo uno de cantera, dotándolo finalmente de pavimento y las planchas metálicas protectoras de los atraques.

En el resto del muelle el proceso fue más complejo, para permitir avanzar los frentes simultáneamente y terminar los 444 m de obra en el plazo de 12 meses.

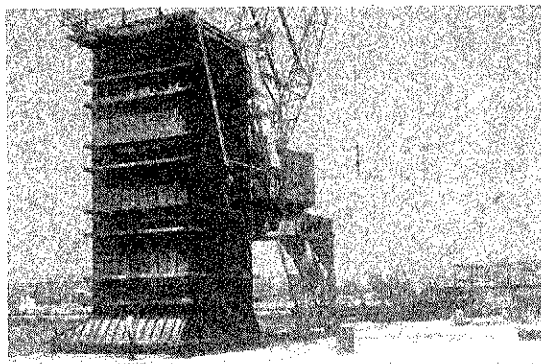


Fig. 2.

Se empezó por las pilas, que se construían por hormigonado (sumergido) con un encofrado monolítico de 4 x 5 x 13 m³, sin fondo (Fig. 2). El vertido del hormigón era ininterrumpido en las 10 horas que tardaba en llenarse cada pila. Después del rebose del hormigón disgregado y diluido, ya quedaba la cabeza de la pila por encima del nivel del mar, para facilitar el resto de las etapas (Fig. 3). Este frente alcanzó, superados los primeros inconvenientes, la velocidad de régimen de 3 días/pila.

El segundo paso fue la demolición y reconstrucción del bloque superior del cantil antiguo

(Fig. 4). Se hormigonaba con un encofrado que se desplazaba sobre ruedas y que incluía en su cuerpo la zona de ménsulas volada sobre el mar. En las zonas frente a pilas se dejaban sin hormigonar ventanas, para tesar los tendones que, a través de las bielas, venían desde las pilas.

Simultáneamente con estos trabajos, se procedía al hormigonado, en taller, de las vigas pretensas para el tablero, y, sobre el propio muelle, de las bielas y vigas cantil. Para la construcción de estas últimas, con geometría complicada y gran peso, CYES, S.A. construyó un bastidor para ferralla y un encofrado de cajeros abatibles, ambos metálicos (Fig. 5). Después del tesado inicial y desencofrado, se procedía a su colocación mediante dos grandes grúas sobre neumáticos, de 160 t, capaces de situar las 85 t de cada pieza, sobre las cabezas de pila, a unos 10 m en voladizo desde el cantil antiguo (Fig. 6). Allí, a su tiempo, se completaría el pretensado.

Otro tanto se hacía con las bielas, sin pretensado inicial, avanzando por detrás del frente de vigas, y permitiendo la terminación de la cabeza de las pilas, con instalación de los anclajes para defensas y bolardos. Tesadas las bielas, se iban cerrando las ventanas del bloque.

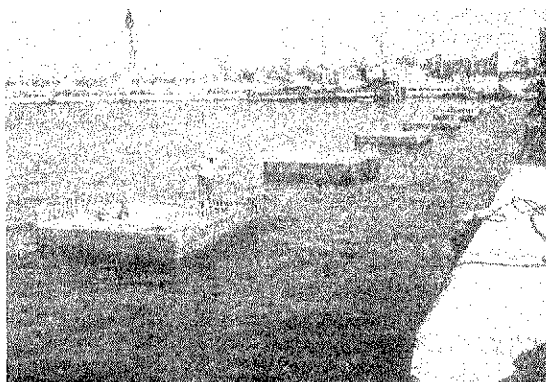


Fig. 3.

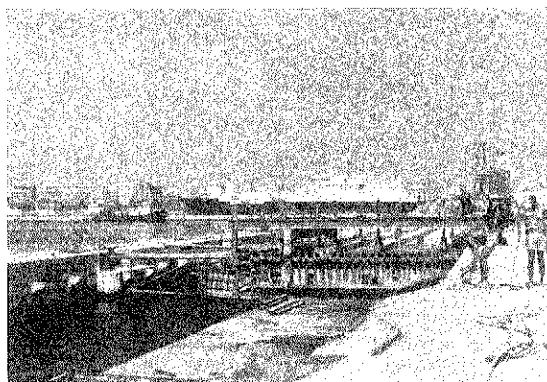


Fig. 4.

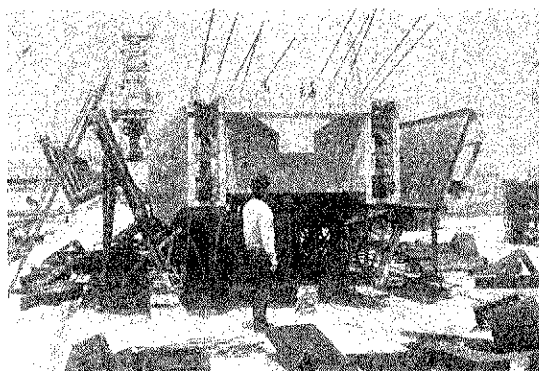


Fig. 5.

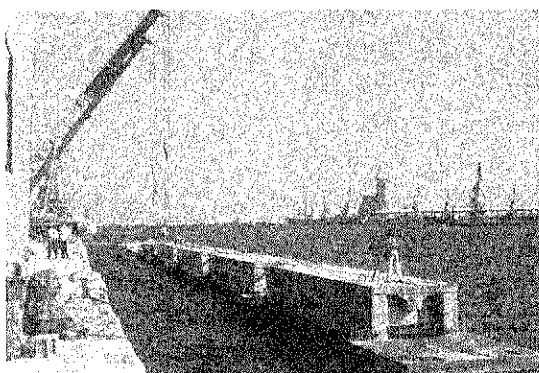


Fig. 6.

Finalmente, arrancó el tajo del tablero nervado, cuando ya se podían apoyar sus vigas en las ménsulas y hormigonar su losa, por encima de las bielas (Fig. 7), sobre encofrado perdido de losetas prefabricadas, de hormigón pretensado.

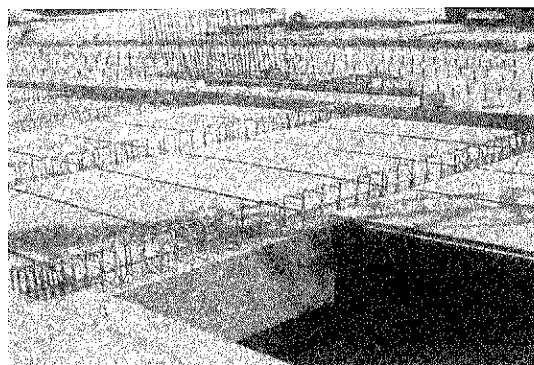


Fig. 7.

La obra se terminó con la pavimentación general y la instalación de carriles para grúas y F.C. (Fig. 8), defensas y bolardos en las pilas, y una defensa giratoria, tipo IBC-226, en el extremo del muelle, donde acabó la ampliación.

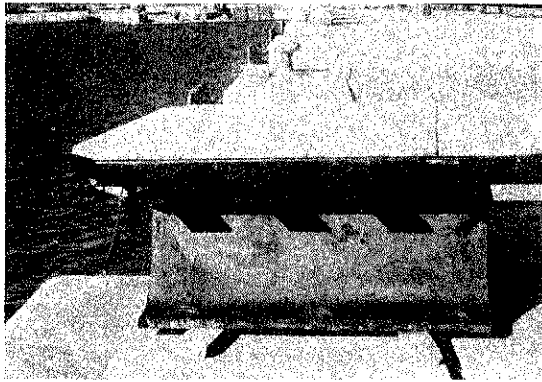


Fig. 8.

En la Fig. 9 puede verse una vista general de la obra.

FICHA TECNICA DE LA OBRA

Dragados	8.880 m ³
Demoliciones	3.407 m ³
Excavaciones	2.200 m ³
Escolleras	20.573 t
Enrasas	1.877 m ²
Rellenos	6.940 m ³
Hormigón	19.746 m ³
Acero pasivo	688.213 kg
Acero activo	93.609 kg
Neopreno	1.029 dm ³
Defensas fijas	27 Ud
Defensas rotativas	1 Ud
Bolardos 100 t	15 Ud
Carril grúa	1.332 ml
Vía F.C.	444 ml

RESUMEN

En esta comunicación se describen la solución estructural y proceso constructivo de las obras para ampliación del calado, de un tramo de 444 m, del muelle de Levante, en el Puerto Autónomo de Valencia.

La solución ha consistido en levantar pilas aisladas, a unos 11 m mar adentro del cantil antiguo, uniéndolas mediante recias vigas y, por otra parte, demoler y reconstruir el bloque superior del muelle primitivo, apoyando entre estos dos elementos un tablero nervado.

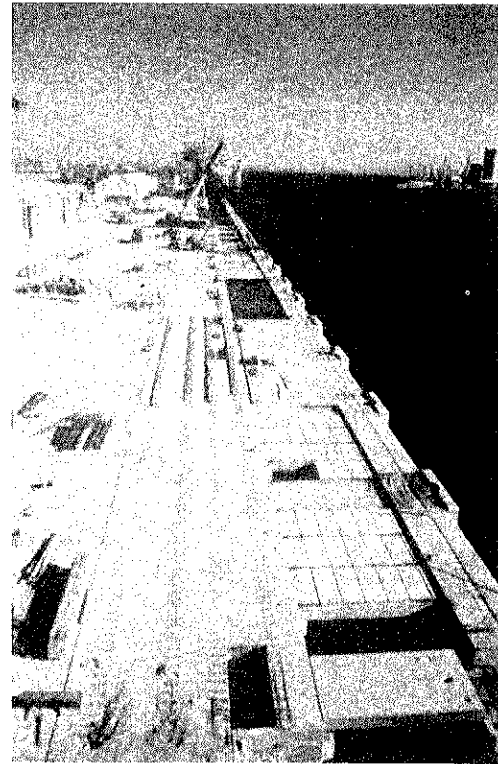


Fig. 9.

El conjunto soporta cargas específicas elevadas, además de los carriles de F.C. y grúa que dan servicio al muelle, y permite aumentar el calado de 9 a 12 m.

SUMMARY

This paper describes structural solution and constructive process of enlarging water depth works in a 444 metres section of the Levante quay, in the Valencia autonomous Port.

The solution consisted in to erect isolated columns eleven metres out at sea in relation to the old ledge, jointing its with strong beams, and, on the other hand, to pull down and reconstruct the old quay upper block, a ribbed plate resting on these two structural elements.

This structure supports high specific loads, in addition to the travelling crane and railway rails, and allows to enlarge the depth of water from nine to twelve metres.

La utilización de nuevos materiales en hormigón pretensado: Una experiencia a escala real

Joan Ramon Casas i Rius
Angel C. Aparicio Bengoechea
Departamento de Ingeniería de la Construcción
Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona

I. INTRODUCCION

Hoy en día resulta manifiesto el gran auge que, recientemente, han tenido todos los temas referentes a la ciencia de materiales, siendo muy habitual que muchos programas de investigación, tanto del sector público como del privado, incluyan alguna línea referente a los nuevos materiales.

A nuestro entender, la adopción de un nuevo material dentro de una determinada área tecnológica dependerá, fundamentalmente, de dos factores:

1) El mayor o menor grado de adaptación de un determinado material a un estado de conocimiento general o "background", dentro de un determinado campo tecnológico.

2) La demanda real o presión manifiesta que en un campo tecnológico exista sobre la necesidad de utilizar nuevos materiales por ineficacia o escaso rendimiento de los hasta el momento utilizados.

Estos dos parámetros, en cierta manera contrapuestos, tendrán una mayor o menor importancia relativa dependiendo del campo tecnológico en que nos encontremos. En este caso, se trata de justificar la posible utilización de estos nuevos materiales en el campo de los puentes de hormigón pretensado. Esta justificación podemos entreverla si analizamos, por una parte, la problemática actual que con mayor incidencia aparece en los puentes de luces grandes y medianas, y somos capaces de intuir, por otra, cuales serán las tendencias de futuro en el área tecnológica de la construcción de puentes.

Problemática actual

En los últimos años ha tomado gran importancia el problema de la corrosión del acero sometido a tracción sin una protección suficiente, motivado, en gran parte, por el auge que últimamente ha tenido la construcción de puentes atirantados, diseño que ha dominado la moderna generación de puentes de grandes luces. Recientemente, y como resultado de un estudio e inspección de más de 100 puentes de dicha tipología, los ingenieros norteamericanos Stewart C. Watson y David Stafford, han llegado a afirmar que "existe un cáncer en dichos puentes", concluyendo que "la mayoría de puentes atirantados presentan graves problemas de corrosión en sus cables y todos los métodos para prevenir dicha corrosión han fallado en una u otra forma", incluso en puentes construidos hace 8 ó 9 años (1, 2). Este hecho ha puesto en aviso sobre las limitaciones, no tanto resistentes como de durabilidad, del material acero bajo tensiones de tracción importantes.

Esta misma problemática se refleja en lo que al material hormigón se refiere. La idea de "material eterno", no tiene cabida hoy en día en la mente del ingeniero de estructuras, tras una serie de años de experiencia en la construcción con hormigón armado y pretensado.

En consecuencia, parece que la problemática de durabilidad es patente y que los nuevos materiales que puedan dar una respuesta eficaz a este problema de durabilidad deberán ser tema de investigación y posible aplicación en el campo de los puentes de hormigón.

Tendencias futuras

Dos líneas fundamentales parecen claras en cuanto a innovación actual en el área de los puentes de hormigón pretensado:

1) De una parte, una innovación que podríamos calificar como de tipo tipológico, en cuanto supone una modificación importante del esquema de sección transversal hasta hoy utilizada en puentes de hormigón pretensado. Nos estamos refiriendo a la tendencia actual de máximo aligeramiento de la sección transversal, buscando formas resistentes trianguladas más propias de la construcción metálica (3). Con ello se buscan, fundamentalmente, tres ventajas:

a) Disminuir el peso propio, efecto condicionante en el dimensionamiento de puentes de luces medias y grandes.

b) Obtener un mayor rendimiento geométrico de la sección, buscando un menor volumen de acero de pretensado.

c) Disminución del volumen de hormigón colocado en obra.

2) De otra parte, la utilización de pretensado exterior, línea que podríamos calificar como de tipo tecnológico.

Estas dos innovaciones no van por separado, sino que han aparecido muy interrelacionadas entre sí, ya que en buena parte no es posible la una sin la otra. La utilización del pretensado exterior permite utilizar, a nivel de sección transversal, las ventajas específicas de cada material, con unos elementos trabajando a compresión y otros trabajando a tracción, y liberando al hormigón de su faceta de elemento protector del acero; pero deja planteada la incógnita de la durabilidad de este pretensado poco protegido, si se materializa con acero. En cualquier caso, la problemática apuntada en los puentes atirantados, no nos permite ser muy optimistas acerca de su respuesta. Por otro lado, la necesidad de disminución de peso propio y la existencia de secciones con elementos especificados trabajando a mayores esfuerzos de compresión o tracción, pasa por la utilización de materiales con una relación resistencia/peso cada vez mayor.

Planteas así las cosas, parece ser que, desde la perspectiva actual, dos nuevos materiales presentan, desde nuestro punto de vista, una mayor posibilidad de aplicación en puentes. Nos estamos refiriendo al hormigón de alta resistencia y a las fibras sintéticas con elevada resistencia a tracción como sustitutos del acero. En esta comunicación nos vamos a centrar únicamente en estas últimas.

2. MATERIALES SUSTITUTIVOS DEL ACERO PRETENSADO

Fundamentalmente se trata de fibras sintéticas (vidrio, grafito, etc.) unidas mediante una matriz de resina (epoxy, polyester, etc.) que presentan una elevada resistencia a la tracción y un bajo módulo de elasticidad, lo cual las hace válidas, en principio, como elemento de pretensado. Generalmente, debido a su composición y estructura química, no presentan ningún tipo de problemas ante la acción de los agentes corrosivos que más comúnmente afectan al acero. Hasta el momento, su aplicación en el área de los puentes y estructuras en general ha sido bastante limitada, pudiendo citarse como realizaciones importantes fuera de laboratorio, la de un puente continuo de dos vanos, de luces 21,30 y 25,60 metros, en la ciudad alemana de Düsseldorf (Figura 1), así como una pasarela de peatones, de luces 27,58 y 22,90 metros, en la ciudad de Berlín (Figura 2). Ambas construccio-

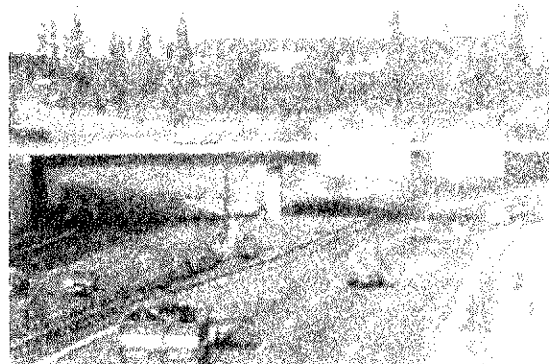


Fig. 1.

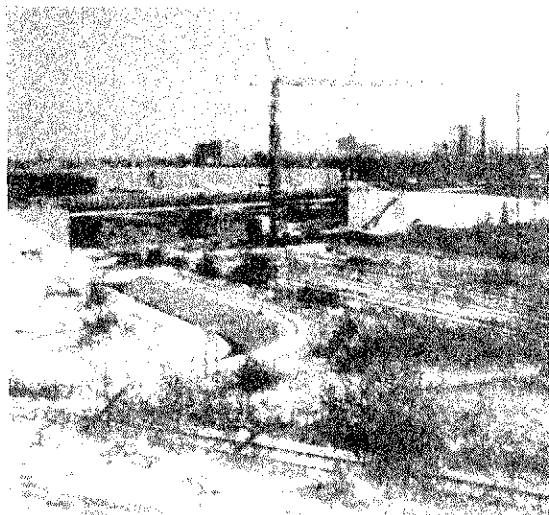


Fig. 2.

nes se han materializado mediante hormigón pretensado con tendones formados por fibra de vidrio. En el primer caso, el pretensado es interno a la sección, mientras que en el segundo se trata de un pretensado exterior, no adherente (4).

Es nuestra intención, en esta comunicación, presentar la aplicación práctica de otra de estas fibras, de cara a deducir tanto aspectos y criterios de diseño como el comportamiento a largo plazo de la misma.

3. APLICACIONES

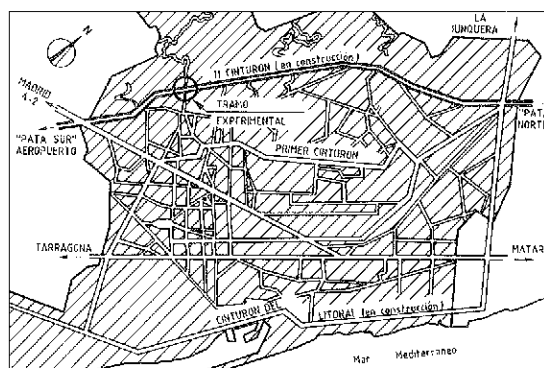
Conscientes de que el uso práctico de estos sustitutos del acero se encontrará restringido hasta que no se posca una experiencia considerable en cuanto a su comportamiento en una estructura real y en ambientes agresivos, así como en lo referente a los problemas tecnológicos que su utilización pueda suscitar, hemos impulsado, desde la Cátedra de Puentes de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, y gracias a la comprensión de las Administraciones envueltas en la ejecución del II Cinturón de Ronda de Barcelona, una aplicación de una de estas fibras sintéticas, que a continuación pasamos a comentar.

3.1. Descripción de la estructura

El tramo experimental se encuentra localizado en el II Cinturón de Ronda de Barcelona, actualmente en fase de construcción (5) (Fig. 3). La sección tipo del Cinturón, en el tramo en cuestión, está formada por el tronco principal, que discurre deprimido en relación al nivel de las calles, y las calzadas laterales, que en este tramo se sitúan en el nivel superior (Fig. 4). Debido a ello, y a los problemas de espacio, estas calzadas laterales están soportadas por sendos voladizos que arrancan de los muros de contención del tronco principal. La luz de los voladizos es de 4 metros y se hallan resueltos, en los tramos tipo, mediante hormigón armado, puesto que el canto de los mismos así lo hace posible. Sin embargo, en una longitud de 20 metros, estos voladizos se pretensan mediante una fibra sintética, para poder estudiar su fiabilidad a lo largo de los años de vida útil de la estructura.

3.2. Propiedades de la fibra de pretensado

El elemento de pretensado está compuesto por una fibra sintética, unidireccional, denominada aramida (poliamida aromática) con un alto grado de cristalinidad. Los filamentos se hallan recogidos por una matriz de resina epoxy. La composición volumétrica es del 35 al 45% de



PROYECTO DEL II CINTURÓN DE RONDA EN BARCELONA

Fig. 3.

aramida y del 65 al 55% de resina. Su propiedad química fundamental es que su exposición largo tiempo a un entorno de cemento, carbonatado o no, tiene muy poca influencia en su durabilidad.

Comportamiento estructural

Desde el punto de vista mecánico, estas son las propiedades más interesantes, referidas ya al material compuesto:

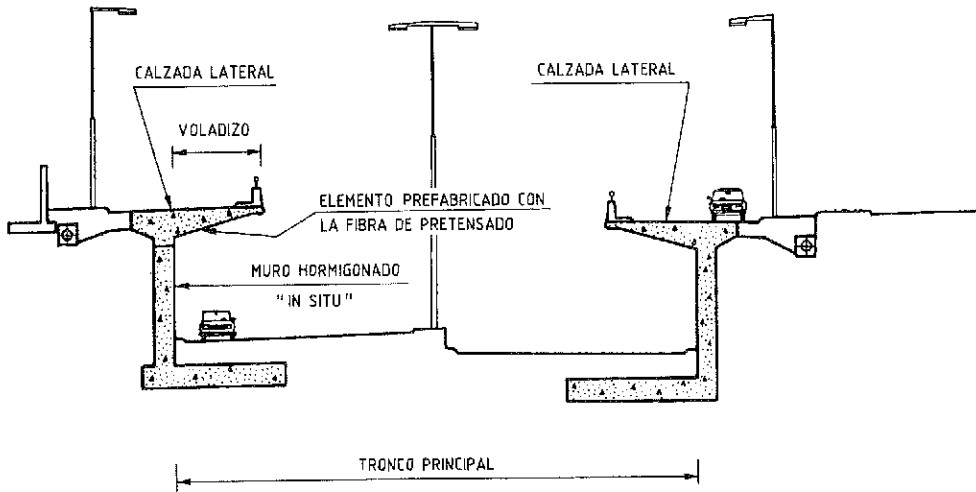
a) A corto plazo

Se trata de un material con elevada resistencia a la tracción ($f_{u,k} = 285 \text{ Kp/mm}^2$) y un módulo de deformación bajo, en comparación con el del acero ($E = 13000 \text{ Kp/mm}^2$), lo cual le convierte en un material válido como elemento de pretensado.

Su comportamiento a tracción hasta rotura es prácticamente lineal, presentando una rotura de tipo frágil, sin una deformación alarmante antes de rotura ($\epsilon_u = 2,4\%$), lo cual hace que su utilización en una estructura deba ser contemplada con cierto cuidado (Fig. 5). Su comportamiento frente a oscilaciones de tracción es excelente, puesto que para tensiones medias del orden del 65% de la resistencia última son posibles oscilaciones de tensión de $\pm 2000 \text{ Kp/cm}^2$, durante dos millones de ciclos (Fig. 6).

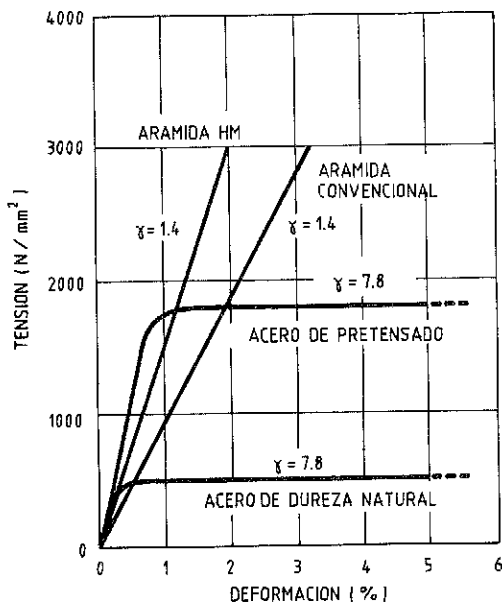
b) A largo plazo

La característica principal de este material es su elevado cansancio, puesto que para periodos de tiempo del orden de 100 años, es recomendable no solicitarlo continuamente a esfuerzos mayores del 50% de la carga de rotura, lo cual supone un nivel de tensión a largo plazo, incluyendo pérdidas de pretensado, del orden del 40% de la carga última (Fig. 7). En cuanto a la relajación frente a carga mantenida, se observa cómo, a diferencia de lo que ocurre en el acero, la misma es independiente del nivel de tensión



SECCION TIPO DEL CINTURON EN EL TRAMO EXPERIMENTAL

Fig. 4.



COMPARACION DE LOS DIAGRAMAS σ - ϵ DE LA FIBRA Y EL ACERO

Fig. 5.

inicialmente aplicado, siendo aproximadamente del 10% a 1000 horas. Mientras que la relajación en el acero para cargas de larga duración es de unas 3 veces la relajación a 1000 horas, para este material sólo es del orden de 2, dando lugar a una relajación a largo plazo del 20% aproximadamente (Fig. 8). En cuanto a la adherencia del mismo con el hormigón, se ha comprobado que la forma rectangular del tendón, con pequeños

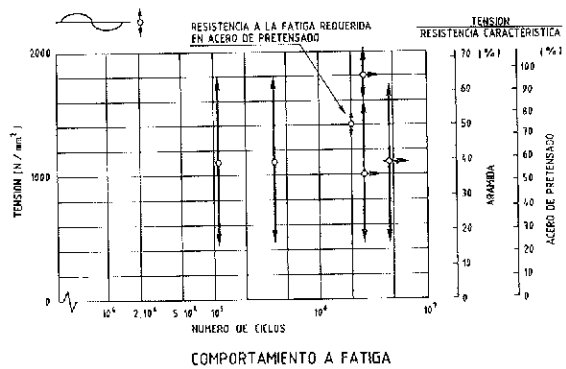
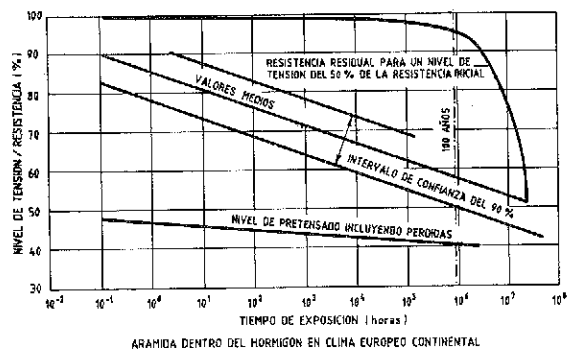


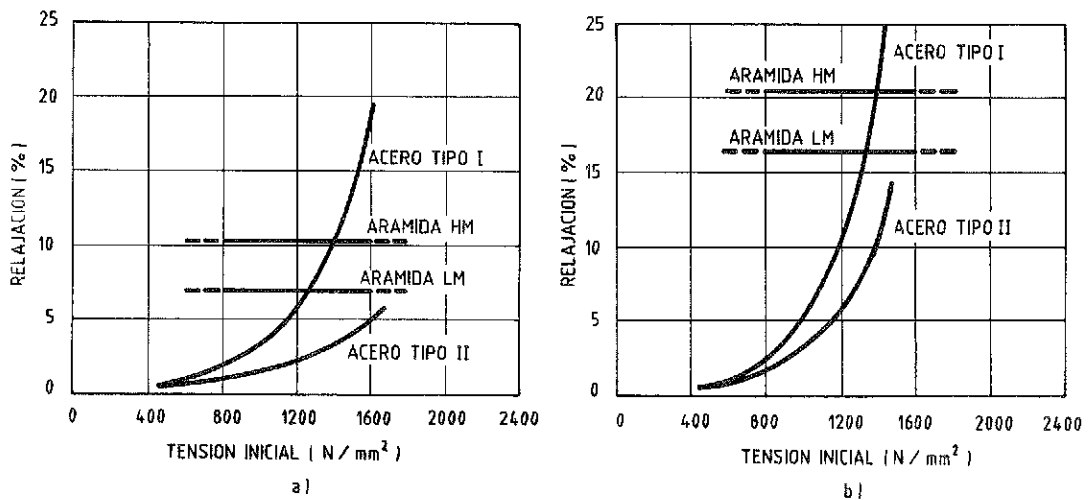
Fig. 6.



EVOLUCION DE LA RESISTENCIA CON EL TIEMPO

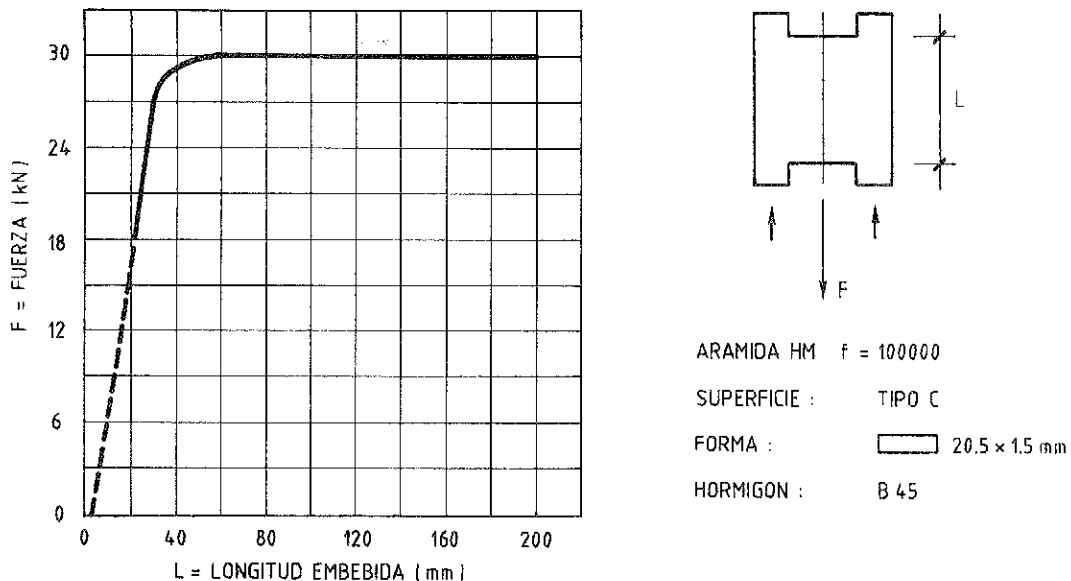
Fig. 7.

salientes en forma de C, es la más adecuada, llegándose hasta las 3 toneladas con longitudes de anclaje de sólo 6 centímetros, en los ensayos de "pull out" (Fig. 9).



COMPARACION DE LA RELAJACION A DISTINTOS NIVELES DE TENSION INICIAL
 a) Medida a 1000 horas
 b) Esperada a 10⁶ horas

Fig. 8.



ADHERENCIA SEGUN ENSAYO "PULL - OUT"

Fig. 9.

En resumen, la combinación de todas estas propiedades hace que las pérdidas totales de tensión, al utilizarlo como elemento en tracción en el pretensado, sean del mismo orden que las que se producen en el acero.

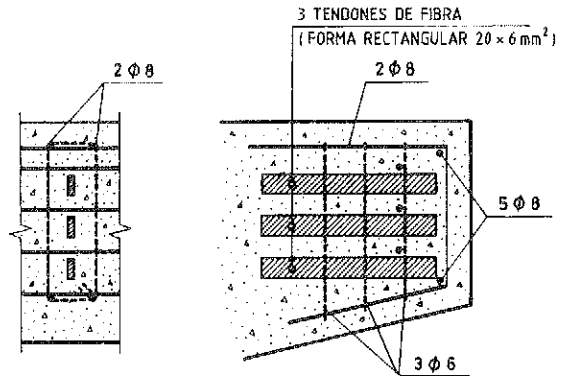
3.3. Criterios de diseño

Citaremos a continuación los aspectos más destacados que han servido para el proyecto del

tramo pretensado. El voladizo de 4 metros se dimensiona con pretensado total, en clase I. La directriz del tendón mediano equivalente, se considera recta y con profundidad variable desde el arranque hasta el extremo libre, de acuerdo con la variación lineal de canto de la sección transversal del voladizo.

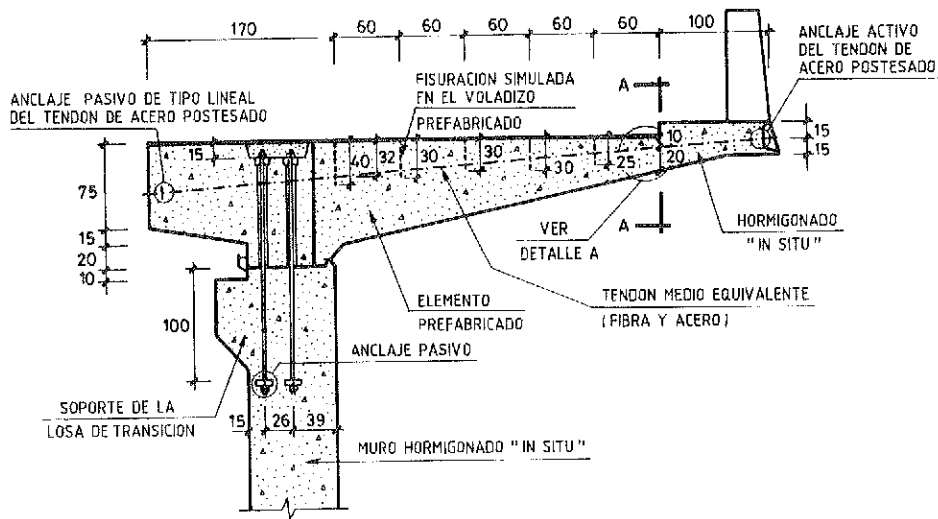
Dado que el tramo experimental está comprendido dentro de un proyecto mayor, que debe cumplir las condiciones de funcionalidad duran-

te el periodo de vida útil; y dado que de lo que se trata precisamente es de experimentar el comportamiento de la fibra, se ha tenido en cuenta en el diseño la posibilidad de poder introducir fácilmente un pretensado convencional con acero, en el caso de que la fibra no mostrara un comportamiento satisfactorio. Por ello, se dejan embebidas en el hormigón una serie de vainas, de 10 cm de diámetro, en las cuales se puedan introducir tendones de acero de pretensado, en caso necesario. El tendón medio equivalente es el mismo que para la fibra. Asimismo, y de cara a poder conocer a lo largo de la vida útil de la estructura el comportamiento de la fibra, se disponen toda una serie de instrumentos de medida (transductores de desplazamiento, bandas extensométricas, transductores de pre-

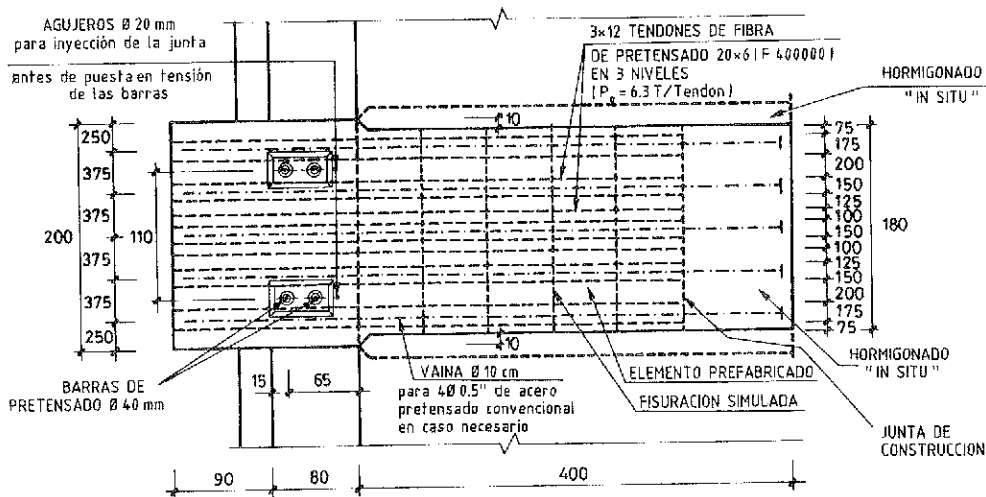


DETALLE A

ANCLAJE POR ADHERENCIA
(FIBRA DE ALTA RESISTENCIA PRETESA)



SECCION LONGITUDINAL



PLANTA

DEFINICION GEOMETRICA DEL VOLADIZO Y PRETENSADO

Fig. 10.

sión,...). Debido a la posibilidad de rotura frágil de la fibra de pretensado, debe disponerse una armadura pasiva en el voladizo, capaz de proporcionar al mismo la ductilidad suficiente que permita una deformación importante antes de la rotura del elemento, ante la cual pueda procederse al refuerzo del voladizo mediante el pretensado convencional. Asimismo, para favorecer esta deformación, se dispone en el voladizo una serie de secciones con una fisuración superior simulada (Fig. 10).

Dada la secuencia en el proceso constructivo general del II Cinturón, en la que tanto muros como voladizos en un tramo tipo se ejecutan mediante hormigonado "in situ", se pensó, en primer lugar, en la materialización de un voladizo postesado, con lo cual, además de poder estudiar el comportamiento de la fibra, se podría también verificar el diseño de un anclaje a largo plazo. Hasta el momento, esta fibra de pretensado se ha utilizado siempre en elementos pretesos, utilizando las excelentes características de adherencia con el hormigón, y un anclaje a corto plazo. Sin embargo, dada la cuantía de pretensado y la imposibilidad de colocar debidamente los tendones y anclajes, hicieron que se desistiera de la solución postesada y tuviera que plantearse una solución prefabricada. En efecto, los datos para el dimensionamiento del pretensado eran los siguientes:

Momento de empotramiento:

- 1) Peso propio = 10 mt/m.
- 2) Carga permanente = 5,2 mt/m.
- 3) Sobrecarga ($q = 0,4 \text{ t/m}^2 + \text{Vehículo de } 60 \text{ t} = 20,8 \text{ mt/m}$).

El canto de la sección en arranque (1,1 m) y su forma rectangular exigía una fuerza efectiva de pretensado, después de pérdidas, de 88 t/m. La máxima tensión inicial en la fibra es de 158 Kp/mm², ascendiendo las pérdidas de pretensado a 44,65 Kp/mm². Debido a que sólo una tercera parte de la sección del tendón es efectiva, son necesarios 18 tendones, de sección 20 x 6 mm², que no es posible colocar en la sección menor del voladizo si se quieren cumplir los requisitos de distancia entre tendones y anclajes y si, además, debe dejarse espacio para vainas y futuros anclajes de pretensado convencional.

3.4. Procedimiento constructivo

Por todo lo expuesto, se decidió al final realizar elementos prefabricados, de 1,8 metros de anchura. La fibra de pretensado se ancla, durante el hormigonado de la pieza de voladizo, en un anclaje provisional, y a largo plazo, por adherencia con el hormigón. Además, se dispo-

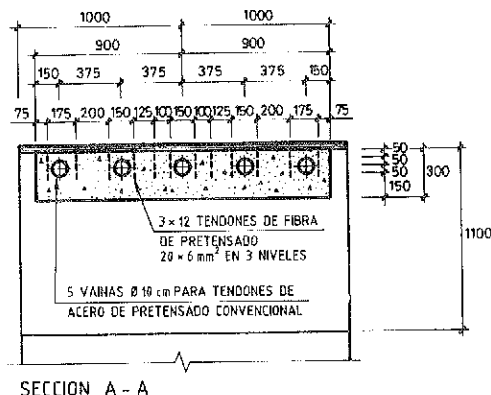
nen 5 vainas vacías, de 10 cm de diámetro, por elemento (Fig. 11). La parte final del voladizo se realiza mediante hormigonado "in situ", consiguiéndose así espacio suficiente para la ubicación de los anclajes de pretensado convencional, en caso de que fueran necesarios (Fig. 12).

La unión de los elementos prefabricados con los muros hormigonados "in situ" se realiza mediante un pretensado convencional con barras, de modo que bajo ninguna hipótesis de carga aparezcan tracciones en la junta (Fig. 13). Finalmente, la continuidad de la superestructura se consigue hormigonando "in situ" una junta de 20 cm de hormigón armado, que hace solidarios los voladizos entre sí (Fig. 14).

4. CONCLUSIONES

La comunicación presenta la aplicación experimental de un pretensado mediante fibras sintéticas en una estructura a escala real y en un ambiente agresivo como el de una gran ciudad. Ya en la fase de diseño, varias conclusiones importantes han sido puestas de manifiesto:

- 1) Debido a las propiedades y comportamien-



SECCION TRANSVERSAL DEL VOLADIZO PREFABRICADO
Fig. 11.

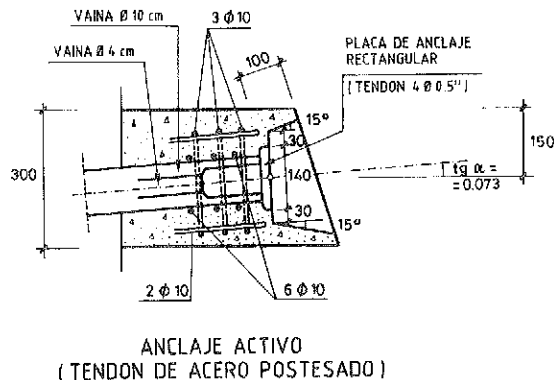
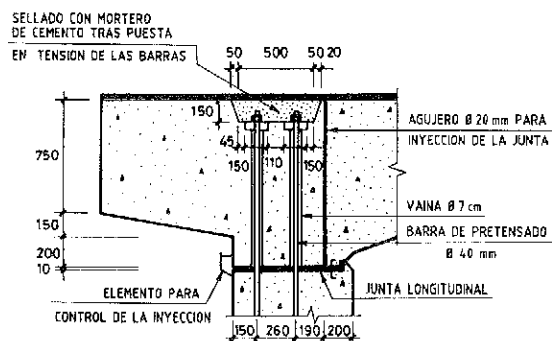
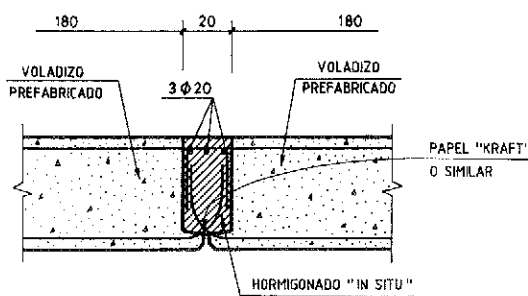


Fig. 12.



DETALLE DE LA UNION VOLADIZO - MURO

Fig. 13.



CONEXION DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS

Fig. 14.

to a largo plazo del compuesto de aramida más resina epoxy y, fundamentalmente, al fenómeno de cansancio, la máxima tensión inicial que puede darse a la fibra es muy parecida a la de un acero de pretensado, a pesar de que el compuesto sintético presente una resistencia última instantánea del orden del 50% mayor.

2) En hormigón pretensado, incluso a tensiones iniciales más elevadas, la fibra presenta unas pérdidas totales de pretensado del mismo orden que el acero de pretensado, debido al módulo de elasticidad más bajo y a la mayor relajación del tendón de aramida.

3) En el caso de secciones con bajo rendimiento, y en la fase de proyecto, debe tenerse precaución en la posibilidad de colocación de los tendones de fibra cuando se pretende un pretensado en clase I, ya sea con tendones pre o postesados, debido a la baja relación entre sección efectiva y sección bruta del tendón.

En el futuro, con los voladizos ya ejecutados y a medida que se vaya disponiendo de los datos procedentes de la instrumentación dispuesta, podrán obtenerse nuevas conclusiones acerca del comportamiento a largo plazo de la fibra.

5. AGRADECIMIENTOS

Agradecemos la colaboración de todas aquellas personas y Organismos que han hecho posible esta pequeña aportación en el campo de la utilización de nuevos materiales en el hormigón pretensado. De una parte, a la Dirección del Proyecto y a la Dirección de Obra de la Dirección General de Carreteras de la Generalitat de Catalunya, por su apuesta de futuro; así como a la empresa consultora IDOM, S.A., colaboradora en la redacción del proyecto; a la empresa constructora Entrecanales y Tavora, adjudicataria de las obras descritas; y a Centro de Trabajos Técnicos y AKZO, suministradores de las fibras de pretensado.

6. REFERENCIAS

- (1) STAFFORD D. y WATSON S.: "A discussion of some critical corrosion problems in the cable elements of stayed girder structures". Proceedings de la Conferencia Internacional sobre Puentes Atirantados, pag. 1048-1060. Bangkok (Thailandia), Noviembre de 1987.
- (2) "Troubled waters for a bridge design". The New York Times, Abril de 1988.
- (3) MATHIVAT J.: "New trends in prestressed concrete bridges". IABSE Periodica 4/1988, pp. 33-48, Noviembre 1988.
- (4) WOLFF R. y MIESSELER H.J.: "Monitoring the stress-strain behaviour of prestressed concrete structures", del libro "The Life of Structures. Physical Testing". University Press, Cambridge, 1989.
- (5) GENERALITAT DE CATALUNYA Y AYUNTAMIENTO DE BARCELONA: "Proyecto del II Cinturón. Tramo Can Caralleu-Iradier", Febrero de 1989.

RESUMEN

Recientemente, y por distintos motivos, la utilización del pretensado exterior se ha convertido en un aspecto de interés creciente en el área tecnológica de la construcción de puentes. Sin embargo, el comportamiento a largo plazo del acero de pretensado sin una protección importante de hormigón que lo recubra, resulta todavía poco conocido. Por otra parte, investigaciones recientes en los tirantes de algunos puentes atirantados han puesto de manifiesto que no existe, hoy en día, un sistema de protección del acero bajo tensión, totalmente infalible. Por consiguiente, parece lógico el avanzar en el estudio y experimentación de nuevos materiales que presenten propiedades mecánicas parecidas al acero de pretensado y no presenten problemas de durabilidad y sean, en consecuencia, capaces de sustituir al material acero. Hasta el momento,

la posible alternativa parece ser la utilización de fibras sintéticas con resistencia última elevada y bajo módulo de elasticidad que no presenten problemas de corrosión en ambientes agresivos. Dado que la mayoría de experimentaciones con este tipo de fibras han venido efectuándose en el laboratorio, todavía se desconoce en gran medida el comportamiento a largo plazo de las mismas, así como las posibilidades reales de su aplicación práctica.

La comunicación presenta la utilización de una fibra sintética en el pretensado de una estructura en voladizo diseñada para soportar el tráfico de la calzada lateral de un tramo del II Cinturón que se encuentra actualmente en construcción en Barcelona. Tanto los aspectos tecnológicos en la aplicación de este nuevo material como los de su durabilidad, podrán ser altamente verificados mediante esta realización a escala real.

SUMMARY

Recently, the external prestressing became a subject of increasing interest in the area of bridges. The actual trend in diminishing dead load in the superstructure by reduction of cross-section dimensions (mainly the width of webs) seems to be perfectly linked with using external prestressing. However, the durability aspects about the long-term behaviour of steel

tendons non protected by concrete are not yet well known, and recent investigations about corrosion effects in the stays of some cable-stayed bridges have shown that does not exist yet a perfect protection system against corrosion and in any way all the actual methods of protection have failed to one extent or another. Therefore, investigation and experimentation concerning new materials available in the substitution of prestressing steel should be carried. By now, the most important alternative to the use of steel tendons in external prestressing seems to be the use of man-made fibres with high ultimate strength and low elasticity modulus and without corrosion problems when used in aggressive environments (atmospheric pollution, presence of chlorides, etc...). Because most of experimental work has been done in laboratory, in the present not so much is known about long term behaviour of prestressing fibres when used in real construction and environments.

The paper deals with the application of man-made fibres in prestressing approximately 20 meters of cantilever structure, spanning 4 m, which have to be designed to support the upper traffic in the North Ring-Road in Barcelona. This construction is an important key in order to achieve a solution in the city traffic problems involved in the celebration of the summer Olympic Games in 1992. Technological requirements in the use of this new material and durability aspects will be derived from this full-scale experience.

* * *

Nueva edición de Normas DIN en español

Desde hace muchos años, el Instituto Alemán de Normalización (DIN), viene traduciendo las Normas alemanas a idiomas extranjeros.

En la actualidad, existe una amplia colección de Normas DIN traducidas al español, que constituye un práctico y valioso elemento de consulta para los profesionales técnicos interesados en el campo de la normalización.

Con el objeto de dar conocimiento de la referida colección de Normas DIN disponible, se ha realizado una nueva edición del correspondiente Catálogo, en el que se incluyen unas 35.000 Normas editadas en español. Los temas específicos a los que se refieren estas Normas son:

- Ensayo de materiales.
- Técnica de medición.

- Metales.
- Semiproductos.
- Materias sintéticas.
- Industria de construcción.
- Química.
- Electrotécnica.
- Elementos de fijación.
- Herramientas.

Los interesados en dichas traducciones podrán adquirir este catálogo, gratuitamente, dirigiéndose a:

DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
Sprachendienst
Burggrafenstrasse 6
D-1000 Berlin 30.
Teléfono: 49 30 2601 330.

CEMCO-92

XII CURSO DE ESTUDIOS MAYORES DE LA CONSTRUCCION

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja anuncia la celebración del CEMCO-92 que se desarrollará en Madrid, del 2 de marzo al 14 de mayo de 1992.

Este Curso va dirigido a postgraduados en Ingeniería Civil o en Arquitectura, especialmente, a los procedentes de países iberoamericanos.

La matrícula estará limitada a 30 participantes.

Patrocinadores:

—Consejo Superior de Investigaciones Científicas.

—Sociedad Estatal Quinto Centenario.

—Instituto de Cooperación Iberoamericana.

Colaboradores:

—Fundación MAPFRE.

—INTEMAC.

Director del Curso:

D. Félix Hernández Álvarez, Dr. Ingeniero Industrial.

Comisión de Directores de Seminarios:

S1.—D. Francisco Morán Cabré, Dr. Ingeniero de Caminos.

S2.—D. Rafael Blázquez Martínez, Dr. Ingeniero de Caminos.

S3.—D. Cecilio López Hombrados, Ingeniero de Caminos.

S5.—D. Alfonso Recuero Fornies, Dr. Ingeniero de Caminos.

S6.—D. Aurelio Alamán Simón, Dr. Ingeniero Industrial.

S7.—D. Manuel Olaya Adán, Lcdo. en Ciencias Físicas y en Derecho.

S8.—D.^a María Pilar de Luxán Gómez del Campillo, Dra. en Ciencias Químicas.

S9.—D. Pablo Díaz Romeral, Arquitecto.

S10.—D. Julián Salas Serrano, Dr. Ingeniero Industrial.

Secretaría:

D.^a Rosa María Rodríguez Beltrán.

Lugar y duración del Curso:

Se impartirá en el Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja", Serrano Galvache, s/n, 28033 MADRID. Tel.: 302 04 40 (245).

Comenzará el 2 de marzo y terminará el 14 de mayo de 1992.

Conferencias:

Como actividad complementaria de los Seminarios se está programando un ciclo de conferencias de interés general (Científicas y Culturales).

Primer programa de Seminarios:

Bloque I:

S1.—Control de calidad de estructuras de hormigón (2 al 6 de marzo).

S2.—Sismología aplicada. Ingeniería sísmica (9 al 13 de marzo).

S3.—Análisis experimental de estructuras y pavimentos de hormigón (16 al 20 de marzo).

S4.—Patología estructural en edificación. Diagnóstico y soluciones de intervención (23 al 27 de marzo).

S5.—Proyecto asistido por computador en Ingeniería y Arquitectura (30 de marzo al 3 de abril).

Bloque II:

S6.—Acondicionamiento ambiental del edificio: Aislamientos e instalaciones (6 al 10 de abril).

S7.—Garantía de calidad. Normalización y certificación. Documento de Idoneidad Técnica (20 al 24 de abril).

S8.—Tendencias actuales en el empleo de materiales de construcción en España. Restauración y rehabilitación (27 al 30 de abril).

S9.—Nuevas tecnologías de cerramiento. La "piel" del edificio (4 al 8 de mayo).

S10.—Tecnologías para viviendas de interés social (11 al 14 de mayo).

Los interesados en participar en este Curso deberán dirigirse a:

Secretaría de CEMCO-92.
Instituto Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja".
Apartado 19.002.
28080 MADRID.
España.

V CONGRESO INTERNACIONAL DE METROLOGIA INDUSTRIAL

Organizado por la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de la Universidad de Zaragoza; la BCR, Comisión de las Comunidades Europeas; la Asociación Española para la Calidad, AECC y la Feria de Zaragoza, se va a celebrar en Zaragoza, durante los días 13 a 15 de noviembre del año actual 1991, el V Congreso Internacional de Metrología Industrial, al cual asistirán especialistas españoles y extranjeros en este campo, con el fin de intercambiar trabajos y experiencias, siguiendo así la tradición acumulada durante las cuatro ediciones anteriores.

En esta edición se concede especial énfasis a la informatización e integración de la instrumentación y sistemas de medida y ensayo, así como a los métodos de inspección y medición por procedimientos ópticos y sistemas de visión, para asegurar la calidad de productos y servicios, rentabilizando a la vez los recursos empleados.

Ante la inminente creación del Mercado Unico Europeo en 1993, se están potenciando todo tipo de acciones e ideas que fomenten la mejora de la calidad en las empresas para cumplir la legislación exigida por la Comunidad.

Puesto que los problemas de medición presentan características particulares en los diversos sectores productivos, se dedica una sesión específica de este Congreso al análisis de los problemas y soluciones propios de diferentes sectores.

A pesar del desfase económico y tecnológico existente en España en este área de tecnología avanzada, los esfuerzos coordinados entre los centros de investigación y las industrias de este sector deben permitir competir en este dinámico y trascendente mercado.

Por otra parte, se ofrece el aliciente de poder conocer directamente el estado de la técnica, al coincidir la celebración del Congreso con los Salones Internacionales METROMATICA-91 y ROBOTICA-91.

SEDE DEL CONGRESO

El Congreso se celebrará en el Centro Internacional de Exposiciones y Congresos de la Feria de Zaragoza.

IDIOMAS OFICIALES

Español e inglés.

ESTRUCTURA DEL CONGRESO

El Congreso, junto con otras actividades complementarias, está estructurado en las cinco Sesiones siguientes:

- 1.—Laboratorios de medida y ensayo.
- 2.—Docencia e investigación.
- 3.—Aplicaciones industriales.
- 4.—Aplicaciones de la informática a la medida y ensayo.
- 5.—Problemas y soluciones metroológicas, por sectores.

SECRETARIA DEL CONGRESO

Los interesados en participar en este Congreso o recibir mayor información sobre el mismo, deberán dirigirse a la Secretaría del Congreso en la siguiente dirección:

Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales
Congreso de Metrología
María de Luna, 3
50015 ZARAGOZA
Tel.: (976) 51 70 20
Fax: (976) 51 29 32

* * *

SALON INTERNACIONAL "ROBOTICA-91"

La ROBOTICA es ya una tecnología madura para numerosos y diversos sectores industriales.

Resulta imprescindible la existencia en España de un Certamen dedicado exclusivamente a la robótica, es decir, a toda la robótica, teniendo en cuenta los planes que promueve el Estado Español con vistas a hacer más competitivas nuestras Empresas.

Aunque en algunas Ferias de diversos sectores se exponen robots en relación con la especialidad de cada una, es preciso un Salón Monográfico (al modo de los que también existen en varios países) para reunir al mundo de los robots, de los manipuladores y de los equipos con ellos relacionados, para que todos los industriales y profesionales que utilizan la robó-

tica o se encuentran en vías de utilizarla tengan un punto de encuentro e intercambio de experiencias como usuarios o como vendedores.

La próxima ROBOTICA-91 tendrá lugar los días 12 a 16 de noviembre de 1991 en el Recinto de la Feria de Zaragoza y coincidiendo con METROMATICA - Salón Internacional de la Instrumentación y Automatización Industrial.

Durante el Certamen se desarrollarán diversas Jornadas Técnicas, las cuales van a constituir un gran complemento científico-técnico a este Salón, exponente de la más alta tecnología mundial en el campo de la Robótica.

SECTORES DEL CERTAMEN

- Robots.
- Manipuladores.
- Control y componentes.
- Accesorios y equipos auxiliares.
- Ingeniería de aplicaciones.
- Instituciones, organizaciones y editoriales técnicas.

Para más completa información, los interesados deberán dirigirse a:

Feria de Zaragoza
Apartado de Correos, 108
50080 ZARAGOZA
Tel.: (976) 70 11 00 - Fax: (976) 33 06 49

* * *

SALON INTERNACIONAL DE LA INSTRUMENTACION Y AUTOMATIZACION INDUSTRIAL-METROMATICA-91

En los últimos años se observa un desarrollo creciente de normativas, técnicas y productos de Medida, Automatización y Ensayos, como base para un conocimiento y control preciso de las magnitudes y una mejor actuación sobre los procesos industriales. La expansión de este Sector alcanza actualmente niveles máximos. Siguiendo el ejemplo de prestigiosos Salones Internacionales sobre Técnicas y Equipos para Instrumentación y Automatización, surgió METROMATICA, cuya organización está a cargo de la Institución Ferial de Zaragoza, configurándose como el único Salón Internacional de este género en España.

METROMATICA-91 se dirige a todos los Sectores Industriales. La competencia internacional exige la actualización de los medios productivos para garantizar un elevado nivel de calidad y rentabilidad, aplicando las avanzadas técnicas que este vigoroso mercado ofrece.

METROMATICA-91 va a ser el punto de encuentro de fabricantes y usuarios con las amplísimas ventajas que ofrece la configuración de un Salón Internacional, tanto en el aspecto comercial como en el científico-técnico. Un amplio programa de actos contribuirá a presentar soluciones prácticas y económicas para todos los campos de la actividad industrial.

SECTORES DEL CERTAMEN

- Sensores, patrones y componentes para medida.
- Equipos electrónicos para tratamiento de señales.
- Instrumentos de medida.
- Equipos para análisis, pesaje y clasificación de materiales.
- Equipos para ensayo y control de calidad.
- Accionamientos y transmisiones hidráulicas, neumáticas y eléctricas.
- Automatismos y controles industriales.
- Equipos informáticos y periféricos para medida y control.
- Soluciones integrales para la industria: CAD, CAM, CIM.
- Laboratorios, ingenierías, servicios y equipamiento.

Para más información, los interesados deberán dirigirse a:

METROMATIC-91
Feria de Zaragoza
Apartado de Correos 108
50080 ZARAGOZA
Tel.: (976) 70 11 00 - Fax: (976) 33 06 49

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. (INYPESA).**—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.ª-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).
- 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.ª-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 pretensado**