

hormigón



y ACERO

nº 169

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

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO (I.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).— Pº de la Habana, 14. 28036 Madrid.
- AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.— Raimundo Fernández Villaverde, 43. 28003 Madrid.
- AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA "OFICEMENT".— Velázquez, 23. 28001 Madrid.
- ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).— Orense, 10. 28020 Madrid.
- AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.— Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
- AZMA, S.A.— Pº de la Habana, 16. 28036 Madrid.
- 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 Vicenç 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 TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.— Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.
- COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE MADRID.— Almagro, 42. 28010 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.— Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
- COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MADRID. Biblioteca.— Barquillo, 12. 28004 Madrid.
- COL. LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.— Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
- CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.— Federico Salmón, 13. 28016 Madrid.
- 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.
- ENAGA, S.A.— Hermanos Fernández Calvajal, 31. 28023 Pozuelo de Alarcón (Madrid).
- ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.— Juan de Mena, 8. 28014 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).
- FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A. (FOCSA).— Avda. General Perón, 36. 28020 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.
- HISPANO-ALEMANA DE CONSTRUCCIONES, S.A.— Capitán Haya, 51. 28020 Madrid.
- HORMIGONES GERONA, S.A.— Lorenzana, 45. 17002 Gerona.
- HORMIGONES PROYECTADOS, S.A.— Avda. Príncipe de Asturias, 63. 08012 Barcelona.

(Continúa en el int. de contraportada)

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

COMITE DE REDACCION

Director:

PIÑEIRO, Rafael

Vocales:

ARENAS, Juan José
BARREDO, Carlos
CUVILLO, Ramón del
CHUECA, Rafael
ELICES, Manuel
FERNANDEZ DE VILLALTA, Manuel
FISAC, Miguel
GONZALEZ VALLE, Enrique
JODAR, Juan
JULIA, Manuel
LLOMBART, José Antonio
MANIEROLA, Javier
MARIA-TOME, Javier
MORAN, Francisco
MURCIA, Juan
POZO VINDEL, Florencio J. del
ROMERO, Rafael
SANCHEZ GALVEZ, Vicente
SIEGRIST, Carlos

Censores Técnicos:

JODAR, Juan
MORAN, Francisco
SANCHEZ GALVEZ, Vicente

*hormigón
y acero*

n. 169

4º trimestre 1988

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" (personas naturales)	4.500,— ptas.	45,— dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas)	7.000,— ptas.	100,— dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	12.000,— ptas.	200,— 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 - ☎ 202 04 40

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

hormigón y acero n. 169

índice

Págs.

COMUNICACIONES PRESENTADAS A LA XIIª ASAM- BLEA TECNICA NACIONAL DE LA A.T.E.P.

Tema 1º: "Investigaciones y Estudios" (Continuación)

- 457-8-127** Estudio experimental de la evolución de las características mecánicas del hormigón curado en diversas condiciones y su aplicación al cálculo de los procesos de descimbrado **9-20**
Étude expérimentale de l'évolution des caractéristiques mécaniques du béton curée en diverses conditions et leur application au calcul des processus du décointrage.
Experimental study of the evolution of the mechanical characteristics of concrete cured under different conditions and its application to striking procedures.
J. Fernández Gómez y J. Calavera Ruiz.
- 457-8-128** Evolución de deformaciones de forjados pretensados **21-27**
Evolution des déformations des planchers précontraints.
Evolutions of strains in prestress floors.
J. Calavera Ruiz; H. Corres Peiretti; J. Fernández Gómez; F.J. León González y J. Ley Urzáiz.
- 457-8-129** Fallos en cuñas de anclajes. Soluciones **29-44**
Cassures dans des ancrages de précontraint et des solutions.
Failures in anchor wedges and their solutions.
J. Climent.

Tema 2º: "Evaluación y análisis de estructuras existentes.

- 457-8-130** Instrumentación del puente "Fernando Reig" sobre el río Barxell **45-54**
Instrumentation du Pont "Fernando Reig".
"Fernando Reig" bridge instrumentation.
A.M. Floriano y L. Ortega.
- 457-8-131** Estudio de la evolución de la respuesta hasta la rotura de tableros de puentes de hormigón pretensado de planta curva o esviada **55-80**
L'évolution de la réponse jusqu'à rupture des tabliers des ponts en béton précontraint, en plan courbe ou biaisé.
Study on the evolution of structural response up to failure of prestressed concrete bridges curved or skewed in plan.
A. López Rodríguez y A.C. Aparicio Bengoechea.

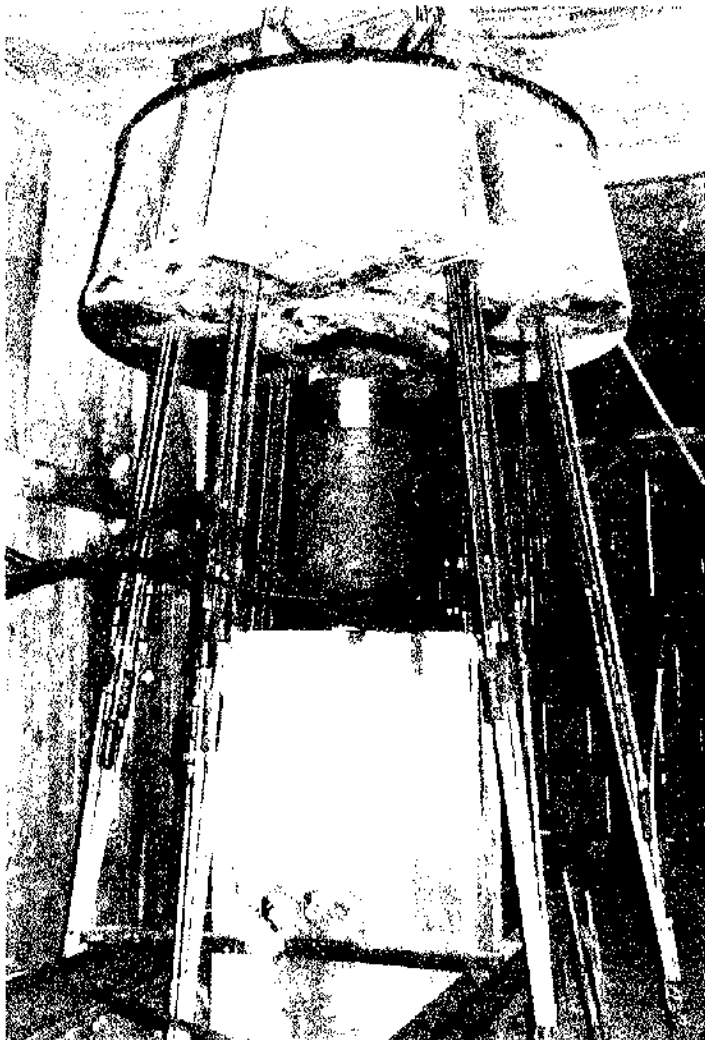
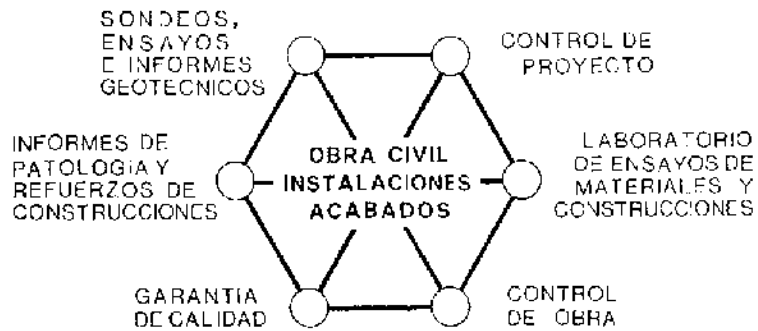
Tema 3º: "Rehabilitación, reparación y refuerzo de estructuras".

457-8-132	Estudio experimental de la puesta en carga de una estructura y el corte del pilar de un edificio de ocho plantas	81-91
	Etude expérimentale de la mise en charge d'une structure et le coupage d'un poteau d'un bâtiment de huit étages. Experimental study of the loading of one structure and the cutting of one column of an eight storey building. <i>J. Rodríguez Santiago y J.M. Conde-Salazar.</i>	
457-8-133	Deterioros aparecidos en las estructuras de la Autopista Villalba-Adanero	93-99
	Dommages parus dans les structures de l'Autoroute Villalba-Adanero. Damages appeared in the Villalba-Adanero highway structures. <i>J.M. Morera.</i>	
457-8-134	Reparación de estructuras	101-107
	Réparation de structures. Reparation of structures. <i>J.M. Conde-Salazar.</i>	
	Tema 4º: "Realizaciones".	
591-2-195	Puente de Los Santos, sobre el río Eo	109-116
	Pont de Los Santos, sur L'Eo. Los Santos bridge over the Eo River. <i>M. Juliá.</i>	
591-2-196	Pasos Superiores realizados. Planteamiento estructural frente a acciones horizontales en proyectos de puentes	117-121
	Passages Supérieurs réalisés. Exposé structural par rapport à forces horizontales dans les projets de ponts. Completed Overpass Bridges. Structural design taking into account the horizontal forces, in bridges projects. <i>J.A. Lombart y V. Antón.</i>	
591-2-197	Obras proyectadas por Carlos Fernández Casado, S.A. Oficina de Proyectos	123-138
	Ouvrages projetés par Carlos Fernández Casado, S.A. Ingénieurs Conseil. Works designed by Carlos Fernández Casado, S.A. Consulting Office. <i>L. Fernández Troyano y F.J. Manterola Armisén.</i>	
591-2-198	El puente atirantado de Ben Ahin en Bélgica	139-145
	Le pont de Ben Ahin en Belgique. Ben Ahin bridge in Belgium. <i>B. Martí y R. Rucabado.</i>	
591-4-15	Depósitos criogénicos de hormigón pretensado	147-158
	Réservoirs cryogéniques en béton précontraint. Prestressed concrete cryogenic tanks. <i>M. Elices; J. Planas y A. Valiente.</i>	
591-8-28	Nave para Construcciones Aeronáuticas, en Getafe (Madrid)	159-161
	Nef industrielle pour Construcciones Aeronáuticas, à Getafe (Madrid). Industrial building for Construcciones Aeronáuticas, in Getafe (Madrid). <i>J.L. Lleyda.</i>	
Portada:	Reproducción del Cartel anunciador de la XIIª Asamblea Técnica Nacional, que obtuvo el primer premio en el concurso al efecto celebrado. <i>Autor: Antonio Paña Molina.</i>	

INTEMAC



INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Prueba de carga
de un pilote.

MADRID

Oficinas:
Monte Esquinza, 30 - 4º D
MADRID-4
Tels. (91) 410 51 58/62/66

Laboratorio:
Carretera de Loechas, 7
TORREJON DE ARDOZ
Tels. (91) 675 31 00/04/08

BARCELONA

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

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

ALBISA, S.A.—Algeciras (Cádiz).
ASOCIACION INGENYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.—Barcelona.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVIGACION.—Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.— Oviedo.
CEYD TECNICA, S.A.— Oviedo
CIISA "CONSULTING E INGENIERIA INT. S.A.".— La Coruña.
COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Andalucía Oriental.—Málaga.
COLEGIO NACIONAL 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.— Murcia.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Laboratorio de Ensayos.— Tarragona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE BALEARES.— Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. Departamento de Laboratorios.— Santa Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.—Bilbao.
COMERCIAL Y COLOCADORA DE TEXSA, S.A.— Barcelona.
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL GUADALQUIVIR. Biblioteca.— Sevilla.
CONSULTECO, S.L.— Alicante.
CONTROLEX.— Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.— Barcelona.
DIRECCION DE CARRETERAS Y TRANSPORTE. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebastián.
DITECO, S.L.—Valencia.
ESCOLA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA. Universidad Politécnica de Barcelona.— Tarrasa (Barcelona).
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.— Madrid.
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 INGENIERIA TECNICA MINERA. Biblioteca.— León.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.— Burgos.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.— Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE MANRESA.—Manresa (Barcelona).
EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
EXCELENTISIMO AYUNTAMIENTO DE GRANADA. Area de Obras Públicas e Infraestructura.—Granada.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.
FERROVIAL, S.A.— Madrid.
FORJADOS DOL.— Esquivias (Toledo).
FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.— Madrid.

GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
 HORMADISA, S.L.—Puentecesures-Cordeiro (Pontevedra).
 HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.
 INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
 INCOSA.—Ponferrada (León).
 INDUSTRIAS VEGGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).
 INGENIERIA Y ECONOMIA DEL TRANSPORTE, S.A.— Centro de Documentación.— Madrid.
 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.—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.
 LIBRERIA RUBIÑOS.—Madrid.
 LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
 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 PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA, SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLOGICA.—Madrid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. SUBDIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS ECONOMICOS Y TECNOLOGIA.—Madrid.
 POSTENSA, S.A.—Bilbao.
 PRAINSA.—Barcelona.
 PREBETONG CANARIAS, S.A.—Santa Cruz de Tenerife.
 PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).—Zaragoza.
 PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).—León.
 PREFABRICADOS DE HORMIGÓN, S.A. (CUPRE-SAPRE).—Valladolid.
 PREFABRICADOS POUSA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
 PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. (HORTE).—Valladolid.
 RODIO. CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.— Madrid.
 RUBIERA, S.A.— León.
 SERINCO, S.A.— Madrid.
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.— Barcelona.
 SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS DE GERONA.— Gerona.
 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.
 TEJERIAS "LA COVADONGA".—Muriedas de Camargo (Cantabria).
 TELEFONICA.—Departamento Inmobiliario.—Madrid.
 TERRATEST, S.A.—Madrid.
 TIGNUS, S.A.—Valencia.
 TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPESA).—Madrid.
 UNIVERSIDAD CASTILLA - LA MANCHA.—Albacete.
 UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.—Valencia.
 VIGUETAS MUBEMI.— Torrente (Valencia).
 VISANFER, S.A.— Totana (Murcia).

EXTRANJERO

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
CONSULAR. CONSULTORES ARGENTINOS ASOCIADOS.—Buenos Aires (Argentina).
CONSULBAIRES. INGENIEROS CONSULTORES, S.A.—Buenos Aires (Argentina).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.—Luanda (República Popular de Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU. Biblioteca Central.—Lima (Perú).
SARET P.P.B. Cadre Technique.—Le Pontet (France).
SCIENCE REFERENCE LIBRARY.—Londres (Inglaterra).
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. Valparaiso (Chile).

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 envíen 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.

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 incompreensión. 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.

Estudio experimental de la evolución de las características mecánicas del hormigón curado en diversas condiciones y su aplicación al cálculo de los procesos de descimbrado. (1)

Prof. Jaime Fernández Gómez
Dr. Ingeniero de Caminos
Prof. José Calavera Ruiz
Dr. Ingeniero de Caminos

1. INTRODUCCION

Para la determinación de plazos de descimbrado de estructuras de hormigón se siguen en la práctica criterios de escasa base técnica y vagamente relacionados con la resistencia a compresión del hormigón. El único criterio técnico conocido es el establecido por CALAVERA (2) en 1981, basado en que la resistencia o propiedad mecánica del hormigón que evoluciona más lentamente con el tiempo, (que en adelante llamaremos RESISTENCIA UNITARIA CRITICA PARA EL DESCIMBRADO) y por tanto condicionante de la edad de descimbrado, era la resistencia a tracción. En dicho estudio se utilizaban las fórmulas de relación entre resistencias del hormigón que recoge la "Instrucción para el Proyecto de Obras de Hormigón en Masa o Armado, EH-82", y se señalaba la necesidad de conocer, de forma experimental, la evolución de todas las propiedades mecánicas del hormigón en diversas condiciones de curado, dado que las estructuras de hormigón pueden estar sometidas a diversas situaciones ambientales.

Ello es consecuencia de que para poder decidir cuando se puede descimbrar una estructura es necesario verificar que, bajo las cargas actuantes en el momento del descimbrado, ésta posee la suficiente resistencia para poder soportarlas. Esto implica conocer la evolución de las características mecánicas del hormigón (resistencia a compresión, tracción (3), adherencia y módulo de deformación) con el tiempo. Los pocos datos existentes

hacen referencia a hormigones curados en condiciones estándar, a 20°C de temperatura y IIR \geq 95%. Sin embargo, una estructura normal de hormigón, y dependiendo de la época del año, puede estar sometida a temperaturas y humedades de curado muy distintas de las estándar, haciendo que la evolución de sus propiedades varíe. Los datos experimentales frente a este fenómeno son prácticamente nulos, no sólo en España sino también en el extranjero, salvo unos casos aislados de cementos norteamericanos de tipo análogo a los P (Portland Normal) españoles y referidos a curado al 100% de humedad relativa, lo cual difiere mucho de la humedad habitual en obra.

Por otra parte, la mayor parte de la bibliografía existente en cuanto a propiedades de los hormigones, hace referencia a hormigones fabricados con cementos Portland normales. En España, desde hace algunos años, se ha extendido mucho el uso de los cementos Portland con adiciones activas, constituyendo en el momento actual la mayor parte del cemento utilizado. Estos cementos presentan propiedades específicas, que les diferencia de los cementos Portland normales, y que al carecer de estudios experimentales sobre los hormigones fabricados con ellos ha justificado un estudio experimental de sus propiedades.

En el presente trabajo se ha estudiado, de forma experimental y sistemática, la evolución de las características mecánicas de un hormigón fabricado con diversos tipos de cemento y en diversas situaciones de curado.

(1) El presente trabajo es un resumen de la tesis doctoral del mismo título, leída en la ETSICCP de Madrid por el Prof. Jaime Fernández Gómez y dirigida por el Prof. José Calavera Ruiz.

(2) CALAVERA, J. "Cálculo, Construcción y Patología de Forjados de Edificación" INTEMAC, 1981.

(3) Es obvio que la resistencia a tracción no es directamente utilizada en el trabajo a flexión simple como es el de forjados. Sin embargo, es la resistencia que en gran medida está ligada a las condiciones de anclaje de las armaduras y a esfuerzo cortante del hormigón.

2. HORMIGÓN UTILIZADO

El hormigón utilizado se ha fabricado con dos áridos rodados, una arena y una grava de tamaño máximo 20 mm. El cemento utilizado ha variado, de acuerdo con lo que se expone en el apartado 3.1., según los casos.

A continuación se dan los datos de las dosificaciones empleadas:

DOSIFICACION TIPO I

TIPO DE CEMENTO: PA-350 y P-350.
CANTIDAD DE CEMENTO, C: 350 kg/m³
CANTIDAD DE AGUA, A: 192 l/m³ (4)
RELACION A/C: 0,55.
CANTIDAD DE ARENA: 831 kg/m³
(Módulo de finura: 2,90)
CANTIDAD DE GRAVA: 1.052 kg/m³
(Módulo de finura: 6,62).
CONSISTENCIA: 8 ± 1 cm.
(Asiento de cono de Abrams)

DOSIFICACION TIPO II

TIPO DE CEMENTO: P-450 ARI.
CANTIDAD DE CEMENTO, C: 320 kg/m³
CANTIDAD DE AGUA, A: 192 l/m³ (4)
RELACION A/C: 0,6.
CANTIDAD DE ARENA: 844 kg/m³
(Módulo de finura: 2,90).
CANTIDAD DE GRAVA: 1.068 kg/m³
(Módulo de finura: 6,62).
CONSISTENCIA: 8 ± 1 cm.
(Asiento de cono de Abrams).

Estos hormigones representan, de forma general, los hormigones utilizados en estructuras de hormigón de edificación, con consistencia blanda y tamaño máximo del árido 20 mm.

3. VARIABLES ESTUDIADAS

3.1. Tipo de cemento

El tipo de cemento ha sido una de las variables esenciales de estudio del presente trabajo, dado que la evolución de las características del hormigón depende fundamentalmente del tipo de cemento utilizado.

Además, desde hace unos años está muy extendido en España el empleo de los cementos Portland con adiciones activas, los cuales están muy poco investigados. La naturaleza de la adición puede ser, fundamentalmente, puzolánica o de escoria siderúrgica.

Para barrer la gama de los cementos usados en estructuras de hormigón en edificación en la

actualidad, se han seleccionado los siguientes tipos de cemento:

— Cemento Portland Normal, P-350 (5).

Cemento Portland con adiciones activas de carácter puzolánico, PA-350.

Cemento Portland con adiciones activas de escoria siderúrgica, PA-350.

— Cemento Portland de alta resistencia inicial, P-450 ARI.

3.2. Condiciones de curado

Al hablar normalmente de evolución de resistencias del hormigón se suponen unas condiciones de curado estándar (Temperatura de 20 ± 2°C y Humedad Relativa ≥ 95%). En general las estructuras de hormigón armado, durante el período de construcción pueden estar sometidas a condiciones ambientales diferentes de las estándar.

La Instrucción EH-82 contempla únicamente la evolución de la resistencia a compresión en condiciones diferentes de las estándar, teniendo solo en consideración el efecto de la temperatura mediante la corrección derivada del concepto de madurez.

No se tienen datos de evolución de propiedades mecánicas de hormigones fabricados con cementos españoles en diversas condiciones de curado. En la presente investigación se han adoptado las condiciones de curado que a continuación se indican, representadas por una determinada temperatura y humedad relativa:

- | | |
|---------------------------|--------------------------|
| 1.— T = 20°C
HR = 100% | 4.— T = 10°C
HR = 75% |
| 2.— T = 20°C
HR = 60% | 5.— T = 2°C
HR = 100% |
| 3.— T = 10°C
HR = 100% | |

Se ha mantenido una tolerancia de ± 2°C en cuanto a la temperatura y ± 10% en cuanto a la humedad relativa de curado.

Las condiciones elegidas obedecen a condiciones ambientales medias normales que se pueden presentar en la práctica, las cuales se han conseguido mediante una cámara de curado estándar (T = 20 ± 2°C y HR ≥ 95%) y una cámara de curado especial, capaz de regular la temperatura entre + 40°C y - 40°C, con precisión de ± 2°C, ambas instaladas en el Laboratorio Central de INTEMAC.

En las fotografías núms. 1 y 2 pueden verse ambas cámaras de curado.

(4) Agua total de amasado. Incluye la aportada o absorbida por los áridos.

(5) Aunque su uso está prácticamente extinguido en España, se ha utilizado este tipo de cemento para que sirva de referencia con los datos existentes en la bibliografía.

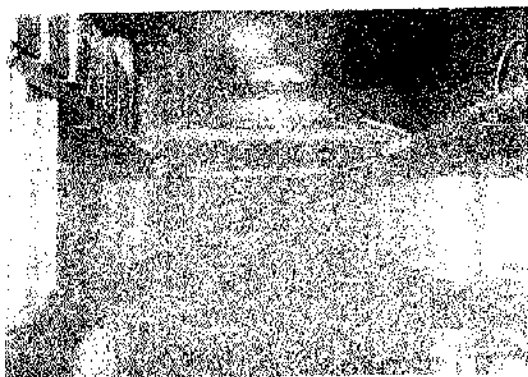


Foto 1. Cámara de curado estándar ($T = 20 \pm 2^\circ \text{C}$ y $HR \geq 95\%$).

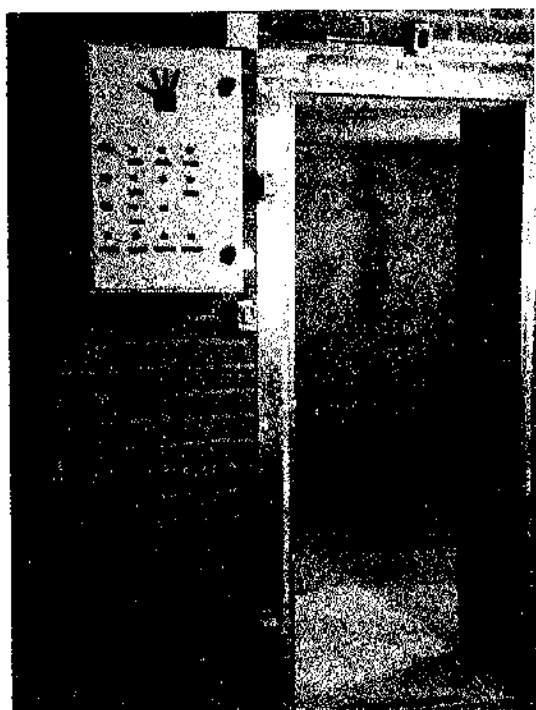


Foto 2. Cámara de curado especial ($+40^\circ \text{C} \geq T \geq -40^\circ \text{C}$).

3.3. Edades de ensayo

Las curvas de evolución de propiedades mecánicas se han determinado hasta la edad de 28 días, ya que el objetivo fundamental del presente trabajo es establecer criterios de descimbrado, los cuales se producen raramente a edades posteriores a los 28 días de edad. Las edades concretas a las cuales se han realizado los ensayos han sido:

- 3 días
- 7 días
- 28 días

Se han elegido edades ya muy características en los estudios de evolución de las propiedades del hormigón, para tener valores comparables con los existentes en otros estudios.

4. FABRICACION DE HORMIGONES

Los hormigones se han fabricado en una amasadora TEKA de 425 l de capacidad, manteniendo el tiempo de amasado durante 240 segundos.

Por cada una de las amasadas se realizaron dos determinaciones de la consistencia mediante cono de Abrams.

Todas las probetas fueron compactadas en dos capas mediante vibrador de aguja de 20 mm. Una vez fabricadas, se cubrieron con arpillera húmeda (las probetas cilíndricas, además, fueron encerradas en bolsas de plástico) manteniéndose 24 horas en ambiente de laboratorio, ($T = 20^\circ \text{C}$ y $HR = 60\%$), transcurridas las cuales se desmoldearon y se situaron en las condiciones de curado correspondientes, hasta el momento del ensayo. Todas las probetas fueron ensayadas en condiciones de humedad análogas a las de su curado.

En las fotografías núms. 3 a 7 pueden verse algunos aspectos de la realización de las amasadas y fabricación de probetas.



Foto 3. Hormigonera marca TEKA, de 425 l de capacidad.



Foto 4. Descarga del hormigón.



Foto 5. Determinación de la consistencia mediante cono de Abrams.



Foto 6. Fabricación de probetas cilíndricas de 15 x 30 cm.



Foto 7. Fabricación de probetas de Pull-out.

5. ENSAYOS REALIZADOS

Los ensayos y determinaciones efectuadas sobre los hormigones fabricados (doble determinación en cada caso) han sido los siguientes:

- Determinación de la velocidad de paso de ultrasonidos.

- Determinación del módulo de deformación secante, según ASTM C-469.

Resistencia a compresión, según UNE 7242.

- Tracción indirecta (brasileño), según UNE 83306.

- Arrancamiento por adherencia "pull-out", según RILEM RC-6, para acero corrugado de 8 mm de diámetro.

- Arrancamiento por adherencia "pull-out", según RILEM RC-6, para acero corrugado de 16 mm de diámetro.

En las fotografías núms. 8 a 14 pueden verse algunos detalles de la realización de los ensayos.



Foto 8. Ensayo a compresión.



Foto 9. Ensayo a tracción indirecta (brasileño).

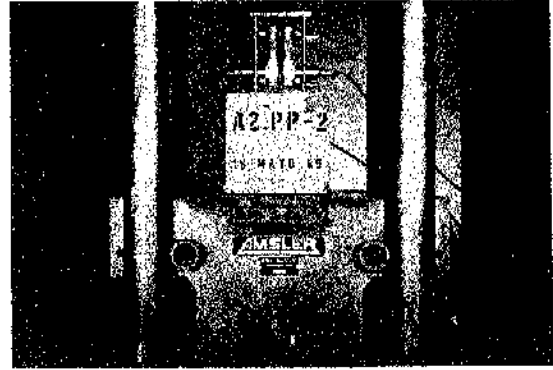


Foto 12. Ensayo de "pull-out".

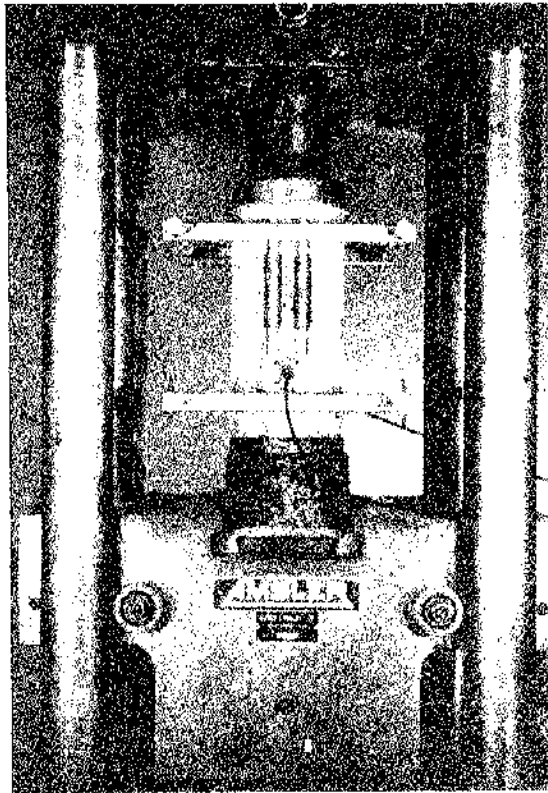


Foto 10. Determinación del módulo de elasticidad del hormigón, mediante extensómetro electrónico.

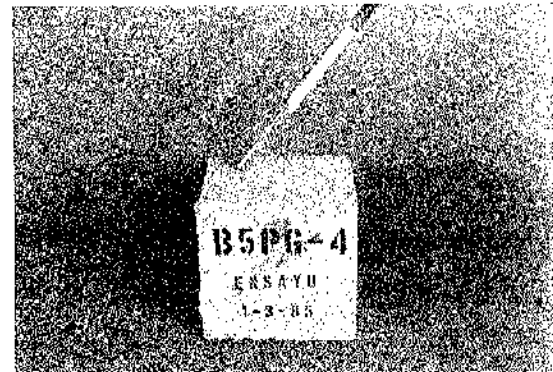


Foto 13. Ensayo de "pull-out". Aspecto de una rotura por adherencia.

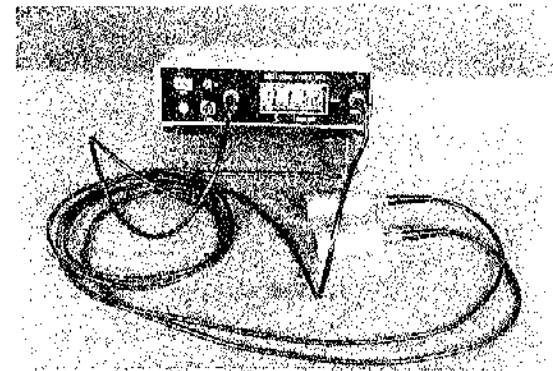


Foto 14. Aparato de ultrasonidos utilizado para determinar la velocidad de paso de las ondas ultrasónicas en el hormigón.



Foto 11. Determinación del módulo de elasticidad del hormigón. Registro obtenido.

6. RESULTADOS OBTENIDOS

Evidentemente en este resumen se hace imposible hacer una recopilación de todos los resultados de ensayo obtenidos, dada la cantidad de datos disponibles, los cuales se encuentran expuestos y analizados en la tesis doctoral. En total se han realizado 152 determinaciones de cada uno de los ensayos indicados en el apartado 5.

Vamos a exponer los resultados referidos a la evolución de la RESISTENCIA UNITARIA CRI-

TICA PARA EL DESCIMBRADO, la cual será la más desfavorable de la adherencia y de la tracción. También resulta interesante la evolución de la resistencia a compresión y del módulo de deformación, dado que en algunos casos muy especiales (pilares de una última planta, flecha crítica) pueden ser condicionantes para el descimbrado.

En las figuras núms. 1 a 4 se han representado las curvas de evolución de la resistencia crítica, de la resistencia a compresión y del módulo de deformación para diferentes temperaturas, agrupando los ábacos en dos humedades de curado, humedad media y humedad alta. Se han interpolado entre las curvas experimentales otras curvas, para permitir el cálculo de las edades de descimbrado de manera cómoda.

7. APLICACION AL CALCULO DE LOS PROCESOS DE DESCIMBRADO

A continuación vamos a realizar dos ejemplos prácticos del cálculo de plazos de descimbrado, utilizando las curvas expuestas en el apartado anterior.

EJEMPLO 1

Sea un forjado de cubierta, el cual está calculado para las siguientes acciones:

Cargas Permanentes

Peso propio	320 Kp/m ²
Aislante Térmico	25 Kp/m ²
Capa de Mortero	45 Kp/m ²
Impermeabilización	20 Kp/m ²
TOTAL	410 Kp/m²
Sobrecarga (Nieve)	80 Kp/m ²
Carga total	490 Kp/m ²

La resistencia característica de proyecto del hormigón del forjado es de 200 Kp/cm². El forjado se construye sobre cimbra, y se descimbra cuando sobre él actúa su peso propio, y las acciones ambientales previsibles.

Calcular el plazo de descimbrado necesario, considerando un coeficiente de seguridad frente a cargas durante la fase de construcción igual a 1,6, si el forjado se ha construido en el mes de enero, con unas temperaturas medias diarias a partir de la fecha de construcción de 5°C, suponiendo:

- El cemento utilizado es del tipo P-350.
- El cemento utilizado es del tipo PA-350 con adición puzolana.
- El cemento utilizado es del tipo PA-350 con adición escoria.

(*) El análisis de la transmisión de cargas en cimbrados consecutivos puede seguirse en J. CALAVERA: "Cálculo, Construcción y Patología de Forjados de Edificación" (INTEMAC 1986), o en la tesis doctoral.

d) El cemento utilizado es del tipo P-450 ARI.

Las acciones actuantes en el momento de descimbrar son (se considera posible la nevada reglamentaria):

Peso propio	320 Kp/m ²
Sobrecarga	80 Kp/m ²
TOTAL	400 Kp/m²

lo que representa una relación de carga al descimbrar frente a la carga de proyecto de

$$\alpha = (400 \times 1,6) / (490 \times 1,6) = 0,816$$

Utilizando las curvas de evolución R_{t_i} correspondientes (figs. núms. 1 a 4) y suponiendo humedad alta, al tratarse del mes de Enero, resulta:

- Cemento P-350: 19 días.
- Cemento PA-350 (adición puzolana): 30 días
- Cemento PA-350 (adición escoria): 17 días
- Cemento P-450 ARI: 12 días.

Se observa una gran diferencia en el tiempo de descimbrado cuando se utiliza el cemento PA-350 con adición puzolana, casi el doble que cuando se utiliza un cemento con adición de escoria.

EJEMPLO 2

Calcular el ciclo de construcción que puede seguirse para la construcción de un edificio de 5 plantas, construidas mediante cimbrado de plantas sucesivas, utilizando los mismos cuatro tipos de cemento del ejemplo anterior, y teniendo en cuenta:

- El edificio se construye en primavera, en una época de temperatura media diaria aproximadamente igual a 10°C y humedad relativa media.
- La primera planta se cimbra sobre un suelo infinitamente rígido.
- Las cargas de proyecto para los forjados son:

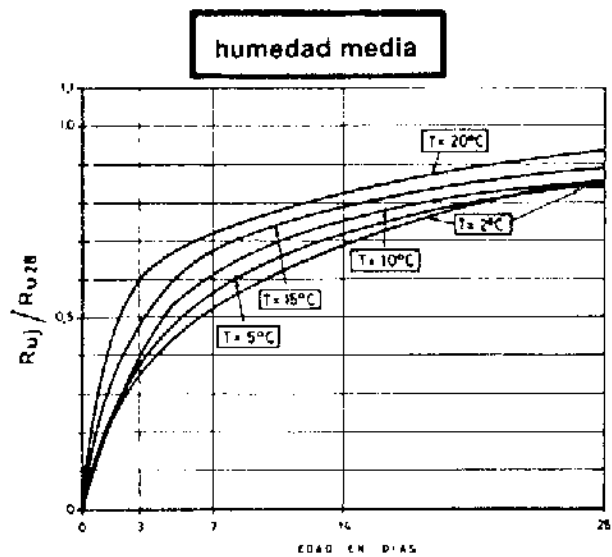
Peso propio del forjado	250 Kp/m ²
Solado y revestimiento	100 Kp/m ²
Tabiquería	100 Kp/m ²
Sobrecarga	200 Kp/m ²

Se puede adoptar un coeficiente de seguridad durante la fase de construcción igual a 1,4, y sobrecarga de construcción nula.

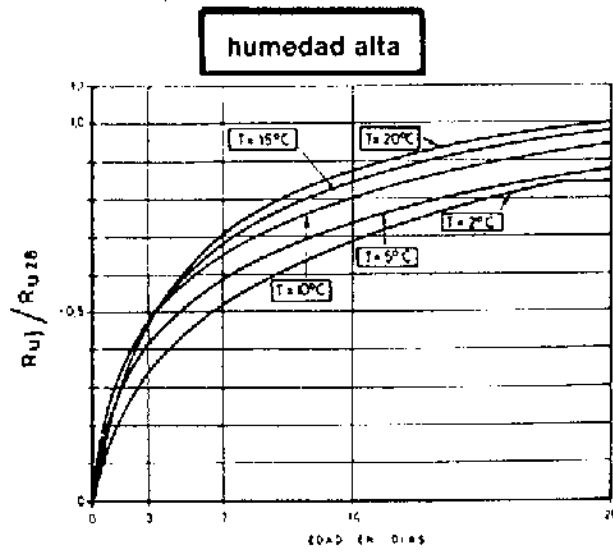
Si la relación de cargas al descimbrar a la carga total es igual a:

$$\alpha = (1,4 \times 250) / (1,6 \times 650) = 0,337$$

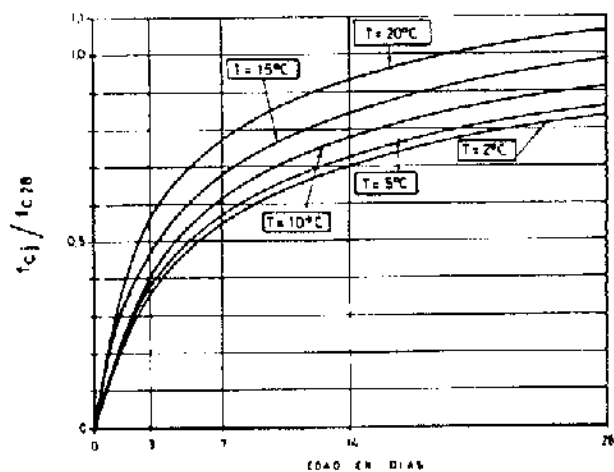
y el ciclo es de "d" días, el forjado más solicitado (planta 2^a) está sometido a las siguientes cargas*:



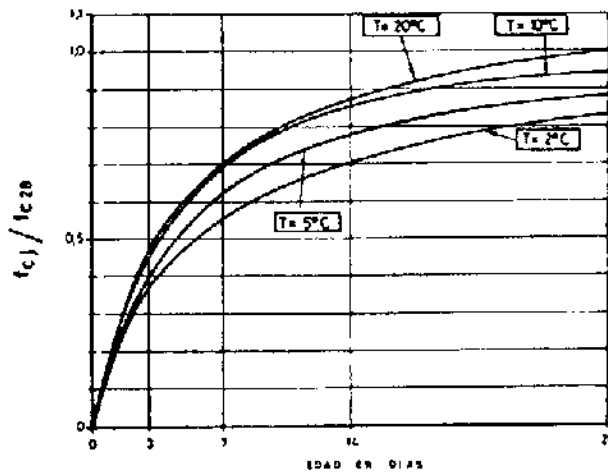
EVOLUCION DE LA RESISTENCIA UNITARIA CRITICA PARA EL DESCOMBRADO
CEMENTO P-350
HUMEDAD MEDIA



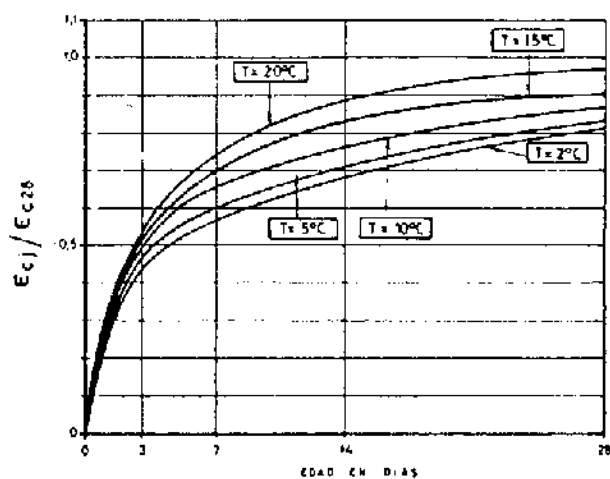
EVOLUCION DE LA RESISTENCIA UNITARIA CRITICA PARA EL DESCOMBRADO
CEMENTO P-350
HUMEDAD ALTA



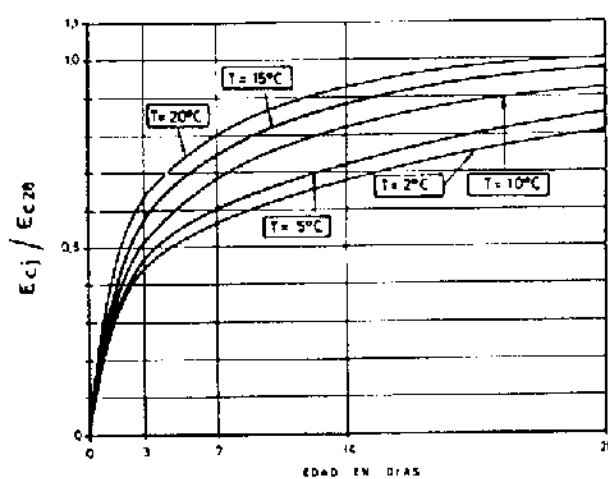
EVOLUCION DE LA RESISTENCIA A COMPRESION
CEMENTO P-350
HUMEDAD MEDIA



EVOLUCION DE LA RESISTENCIA A COMPRESION
CEMENTO P-350
HUMEDAD ALTA

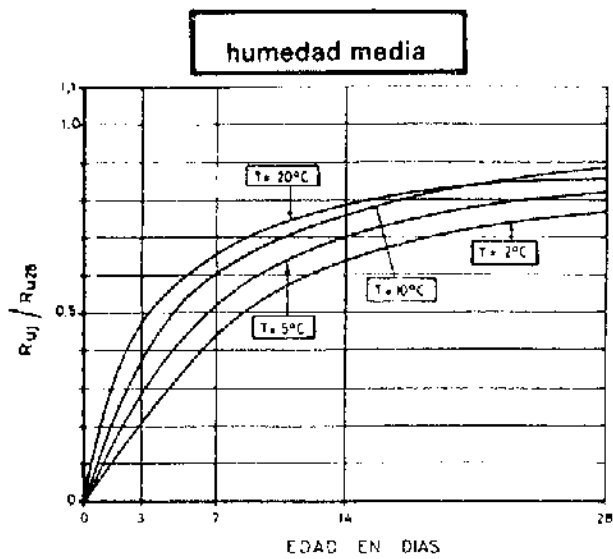


EVOLUCION DEL MÓDULO DE DEFORMACION
CEMENTO P-350
HUMEDAD MEDIA

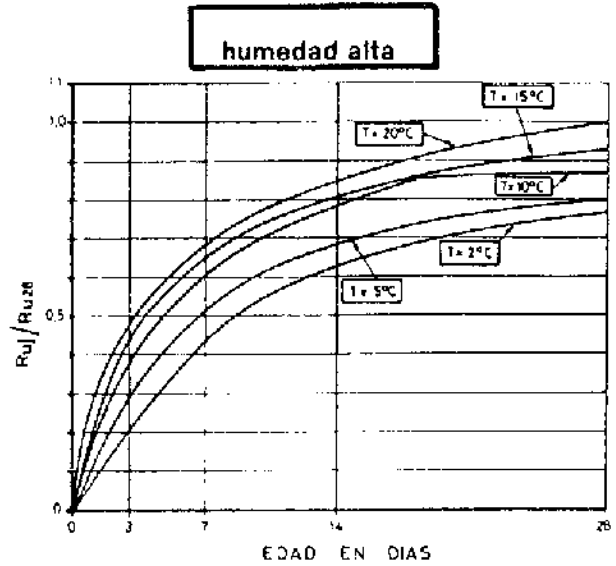


EVOLUCION DEL MÓDULO DE DEFORMACION
CEMENTO P-350
HUMEDAD ALTA

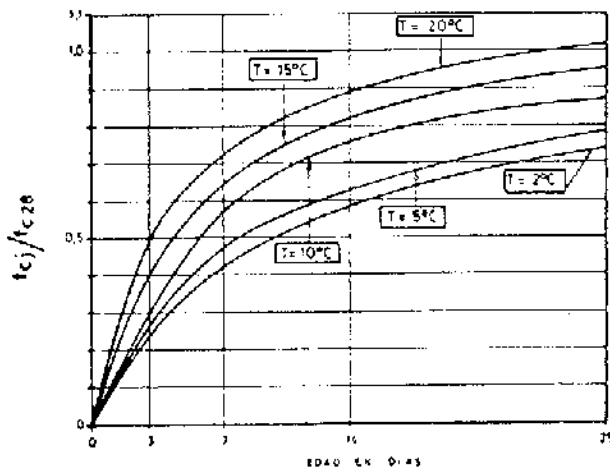
Fig. 1. Curvas de evolución de características mecánicas, Cemento P-350.



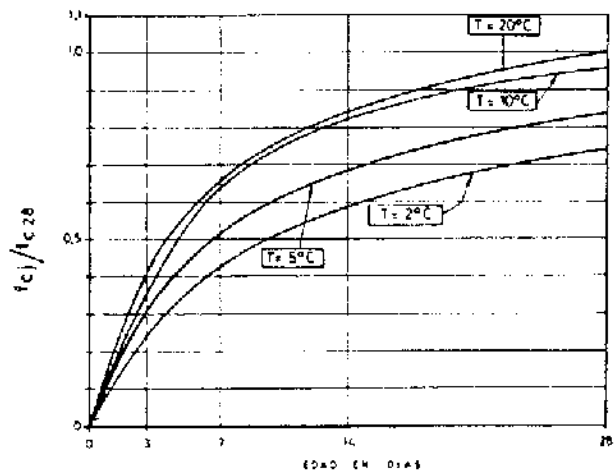
EVOLUCION DE LA RESISTENCIA UNITARIA CRITICA PARA EL DESCIENBRADO
CEMENTO PA-350 (ADICION PUZOLANA)
HUMEDAD MEDIA



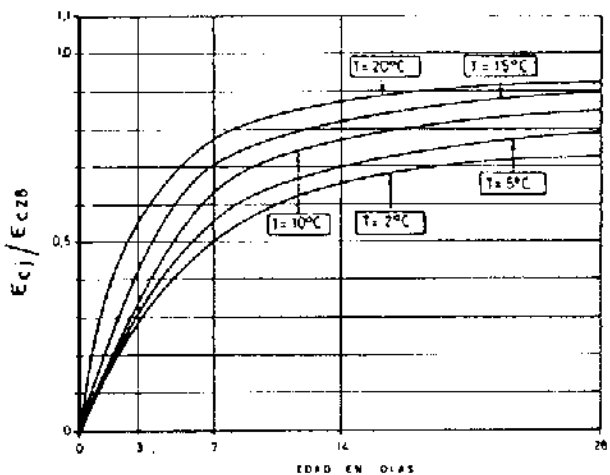
EVOLUCION DE LA RESISTENCIA UNITARIA CRITICA PARA EL DESCIENBRADO
CEMENTO PA-350 (ADICION PUZOLANA)
HUMEDAD ALTA



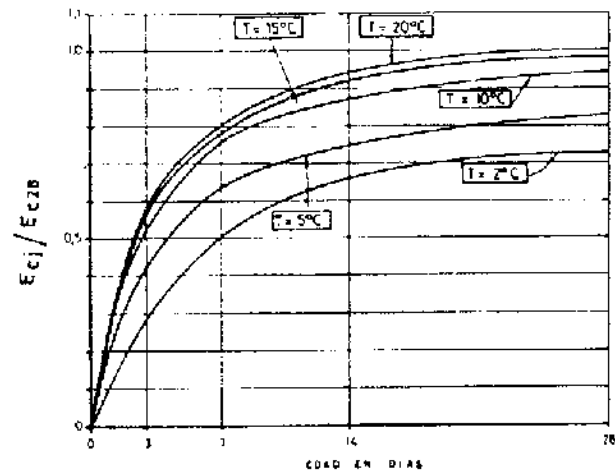
EVOLUCION DE LA RESISTENCIA A COMPRESION
CEMENTO PA-350 (ADICION PUZOLANA)
HUMEDAD MEDIA



EVOLUCION DE LA RESISTENCIA A COMPRESION
CEMENTO PA-350 (ADICION PUZOLANA)
HUMEDAD ALTA

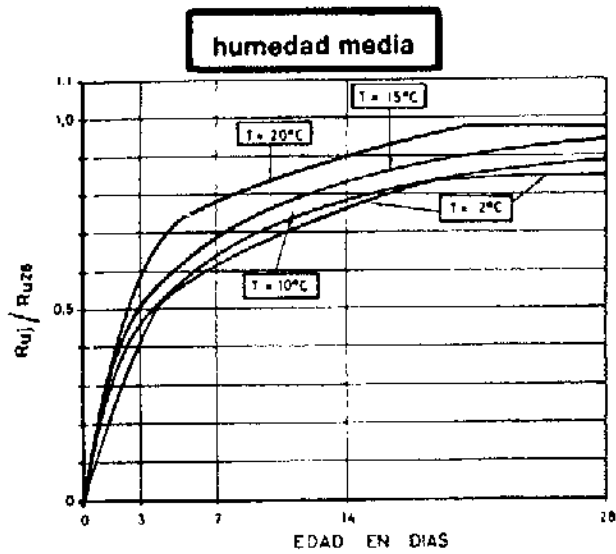


EVOLUCION DEL MODULO DE DEFORMACION
CEMENTO PA-350 (ADICION PUZOLANA)
HUMEDAD MEDIA

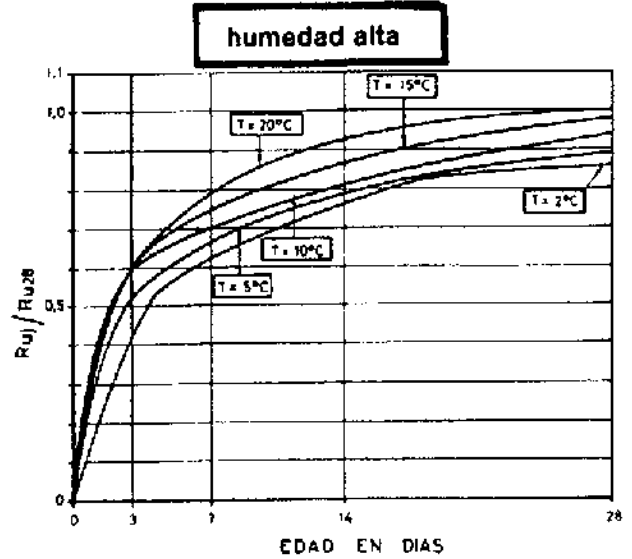


EVOLUCION DEL MODULO DE DEFORMACION
CEMENTO PA-350 (ADICION PUZOLANA)
HUMEDAD ALTA

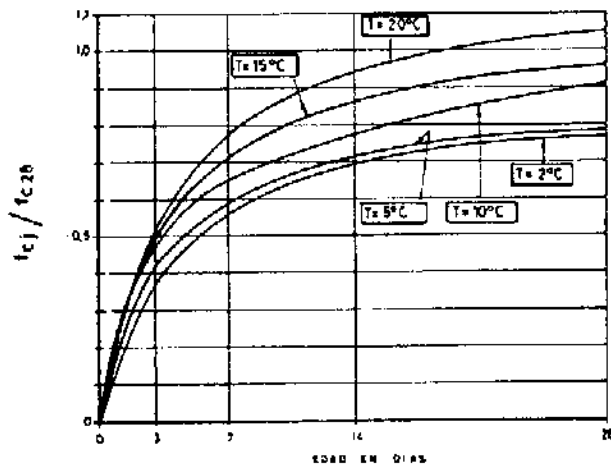
Fig. 2. Curvas de evolución de características mecánicas, Cemento PA-350 (adición puzolana).



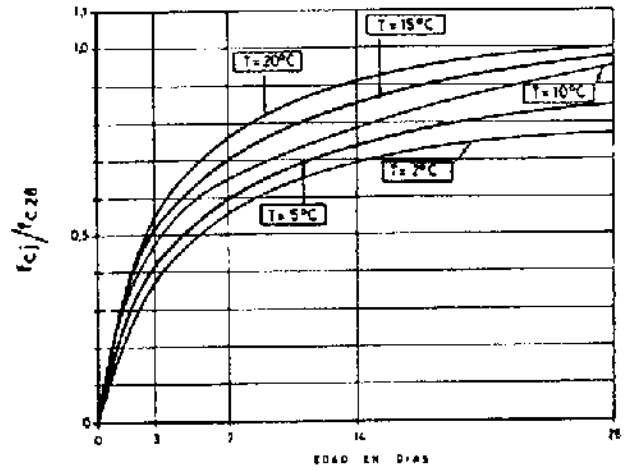
EVOLUCION DE LA RESISTENCIA UNITARIA CRITICA PARA EL DISEÑO
CEMENTO PA-350 (ADICION ESCORIA)
HUMEDAD MEDIA



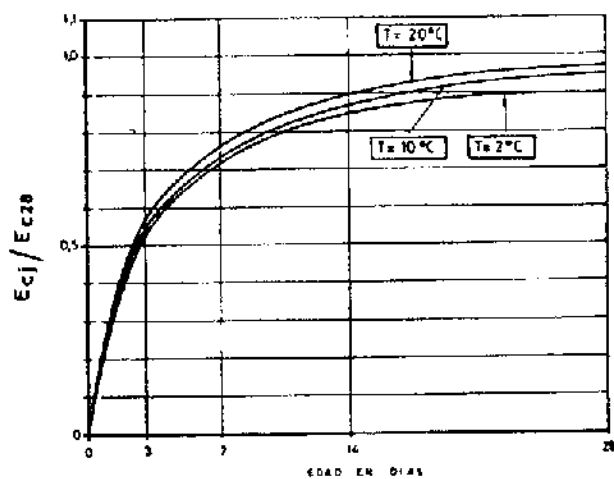
EVOLUCION DE LA RESISTENCIA UNITARIA CRITICA PARA EL DISEÑO
CEMENTO PA-350 (ADICION ESCORIA)
HUMEDAD ALTA



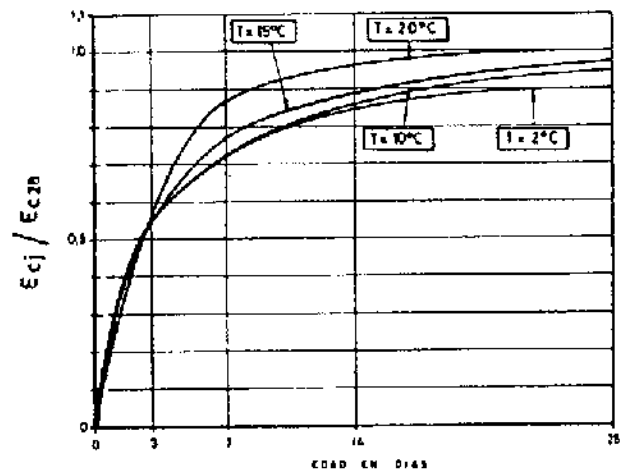
EVOLUCION DE LA RESISTENCIA A COMPRESION
CEMENTO PA-350 (ADICION ESCORIA)
HUMEDAD MEDIA



EVOLUCION DE LA RESISTENCIA A COMPRESION
CEMENTO PA-350 (ADICION ESCORIA)
HUMEDAD ALTA

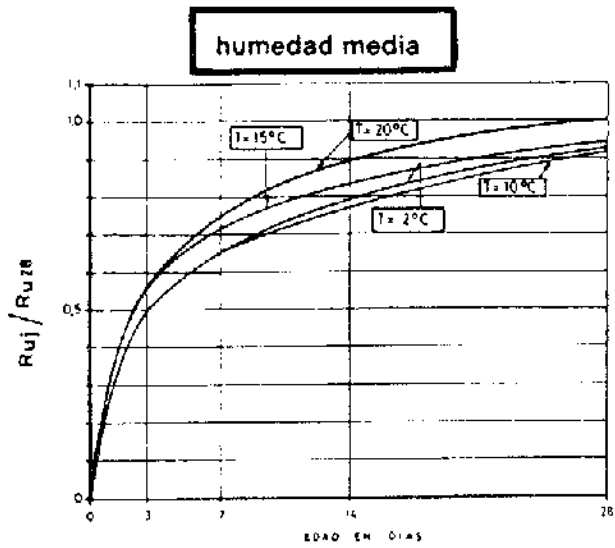


EVOLUCION DEL MODULO DE DEFORMACION
CEMENTO PA-350 (ADICION ESCORIA)
HUMEDAD MEDIA

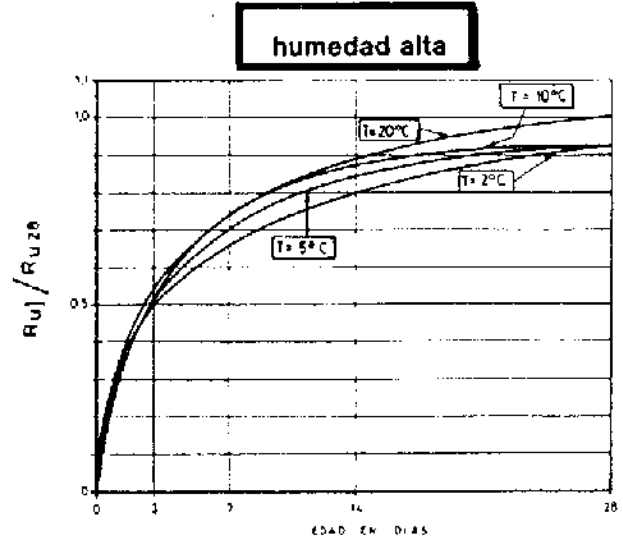


EVOLUCION DEL MODULO DE DEFORMACION
CEMENTO PA-350 (ADICION ESCORIA)
HUMEDAD ALTA

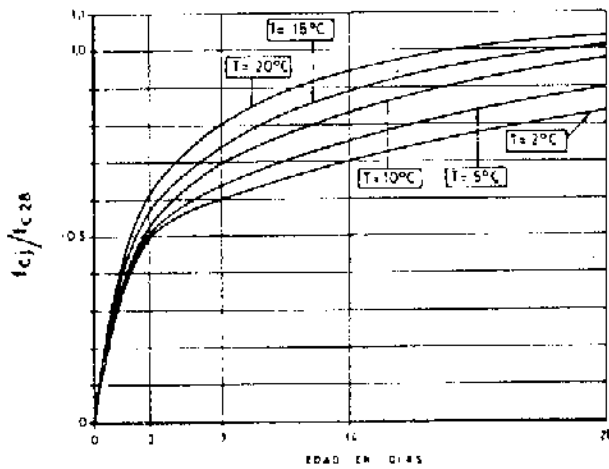
Fig. 3. Curva de evolución de características mecánicas. Cemento PA-350 (adición escoria).



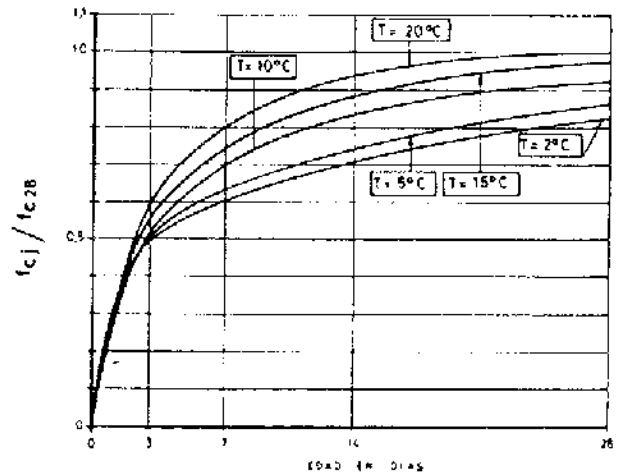
EVOLUCION DE LA RESISTENCIA UNITARIA CRITICA PARA EL DESCIENDIDO
CEMENTO P-450 ARI
HUMEDAD MEDIA



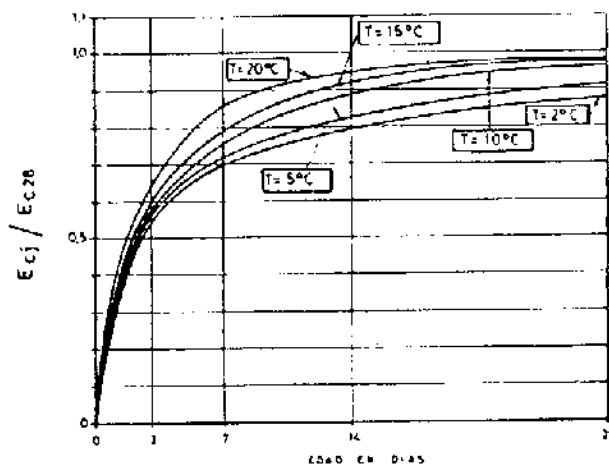
EVOLUCION DE LA RESISTENCIA UNITARIA CRITICA PARA EL DESCIENDIDO
CEMENTO P-450 ARI
HUMEDAD ALTA



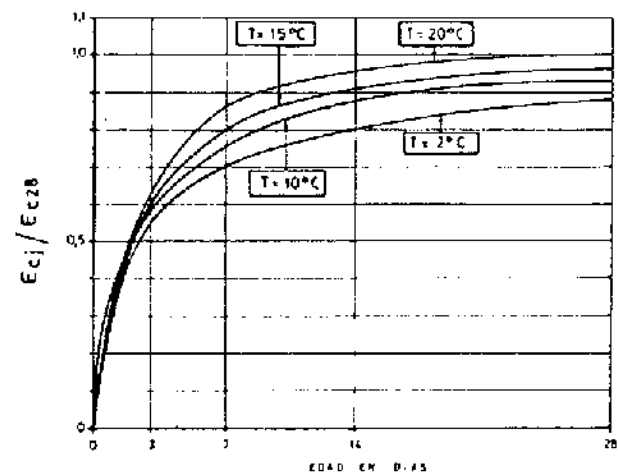
EVOLUCION DE LA RESISTENCIA A COMPRESION
CEMENTO P-450 ARI
HUMEDAD MEDIA



EVOLUCION DE LA RESISTENCIA A COMPRESION
CEMENTO P-450 ARI
HUMEDAD ALTA



EVOLUCION DEL MODULO DE DEFORMACION
CEMENTO P-450 ARI
HUMEDAD MEDIA



EVOLUCION DEL MODULO DE DEFORMACION
CEMENTO P-450 ARI
HUMEDAD ALTA

Fig. 4. Curvas de evolución de características mecánicas. Cemento P-450 ARI.

Edad (días)	Coefficiente de carga	Carga actuante carga de cálculo
0	0	0
d-2	1	0,337
d	1,5	0,506
2d-2	1,75	0,590
2d	2,25	0,758

Entrando en las curvas correspondientes de R_u se calcula el plazo d para que la resistencia unitaria crítica de descimbrado sea igual o superior a las cargas actuantes:

- a) Cemento P-350: 6 días
- b) Cemento PA-350 (adición puzolana): 10 días
- c) Cemento PA-350 (adición escoria): 5,5 días
- d) Cemento P-450 ARI: 4,5 días

Se vuelve a poner de manifiesto la diferencia de plazo de descimbrado que resulta para hormigones fabricados con los dos cementos con adiciones.

8. APORTACIONES ORIGINALES

Como resumen final de los resultados obtenidos en el presente estudio, pueden citarse las siguientes aportaciones originales:

1. Se han obtenido las curvas experimentales de evolución de las características mecánicas de resistencia a compresión, tracción, adherencia y del módulo de deformación del hormigón para distintas formas de curado, variando la temperatura y humedad relativa, y diferentes tipos de cemento. Estos datos no eran conocidos hasta la fecha para los tipos de cemento utilizados en España, y eran bastante escasos en el extranjero y referidos al curado en cámara al 100% de HR y no en condiciones de obra, que es la información necesaria para los cálculos del plazo de descimbrado.
2. Gracias a las curvas experimentales de evolución obtenidas, se pueden calcular los plazos de descimbrado de una forma bastante rigurosa, cosa que hasta la fecha no era posible. Se expone el método de cálculo de dichos plazos de descimbrado.
3. La investigación ha puesto en evidencia que la creencia actual de que la resistencia crítica para el descimbrado es la de tracción, no es siempre cierta y que, para algunos cementos y condiciones de curado, resulta crítica la resistencia de adherencia.

4. La fórmula de cálculo del plazo de descimbrado incluida en la EH-82 es, en general, muy conservadora, conduciendo con frecuencia a plazos dobles de los necesarios según esta tesis.
5. Se han obtenido fórmulas de relación entre distintas características mecánicas del hormigón, que tienen como novedad el haber sido obtenidas con hormigones de edad inferior a 28 días y a diferentes temperaturas de curado y condiciones de humedad, y estar separadas en bloques específicos por cada tipo de cemento. Las fórmulas que figuran en la normativa son fórmulas de diseño, no representando una relación directa. En particular, la utilización de la relación entre resistencia a tracción y compresión:

$$f_{ck,t} = 0,45 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

expuesta en la EH-82 no es válida para los estudios de descimbrado y su aplicación conduce a plazos inseguros.

6. Se han comentado y comparado con la bibliografía existente las propiedades experimentales deducidas para los hormigones. Así, por ejemplo, se ha constatado la diferente evolución de resistencias de los cementos con adiciones y se ha puesto en evidencia la idoneidad general de la fórmula de la madurez propuesta por la EH-82, frente a la propuesta por el MODEL CODE, para cementos Portland, y la no idoneidad de ninguna de ellas para los PA ensayados, cuando la temperatura desciende por debajo de los 10°C.

RESUMEN

En el presente trabajo se ha estudiado, de forma experimental y sistemática, la evolución de las características mecánicas de un hormigón fabricado con diversos tipos de cemento y distintas situaciones de curado.

Con el fin de saber cuándo se puede descimbrar una estructura, se necesita conocer cuál es la resistencia crítica del hormigón utilizado, es decir, la que evoluciona más lentamente, y comprobar que para esta resistencia y bajo las sollicitaciones actuantes en el momento del descimbrado, el nivel de seguridad de la estructura es el adecuado.

Esto implica conocer la evolución de todas las características mecánicas del hormigón en diversas condiciones de curado, dado que las estructuras de hormigón pueden estar sometidas a situaciones ambientales muy distintas de las estándar (HR $\geq 95\%$; $T = 20 \pm 2^\circ\text{C}$).

Para tratar de solucionar este problema, se ha realizado un estudio experimental de la evolución de las características mecánicas de hormigones fabricados con cuatro tipos distintos de cemento y en cinco diferentes condiciones de curado.

A la vista de los resultados obtenidos, se propone un método inmediato para calcular los plazos de desmoldado en función del tipo de cemento utilizado y de las condiciones ambientales durante el curado.

SUMMARY

In the present work, the authors have studied the evolution of the mechanical characteristics of concrete cured under different conditions.

To decide when it is possible to strike a struc-

ture, it is necessary to know which is the ultimate strength, therefore which one evolves more slowly, and check that with the actions acting while striking the safety level is adequate.

That implies knowing the evolution of all mechanical characteristics of concrete under several conditions of curing, as the conditions at job-site may differ a lot from the standard ones. ($HR \geq 95\%$, $T = 20 \pm 2^\circ\text{C}$).

An experimental research has been carried out on the evolution of the mechanical characteristics of concrete made with four different types of cement and under five different conditions of curing.

It is given an immediate method for the calculation of times of striking depending on the type of cement and on the environmental conditions during curing.

* * *

Nueva publicación de la F.I.P. Proceedings del Simposio de la F.I.P. "Jerusalén'88"

La Asociación de Ingenieros y Arquitectos de Israel ha puesto a la venta, al precio de 60,- \$ USA cada ejemplar, incluidos gastos de envío, la publicación en la que se reproducen los textos en inglés de las cuarenta y nueve Comunicaciones presentadas en las Sesiones Técnicas del Simposio de la F.I.P. celebrado, en Jerusalén, durante los días 4 al 9 de septiembre.

Los cuatro Temas tratados en estas reuniones fueron los siguientes: 1. Durabilidad del hormigón en regiones cálidas y húmedas; 2. Aceros y sistemas de pretensado; 3. Aplicación práctica del cálculo no lineal a las estructuras de hormigón pre-

tensado, y 4. El hormigón pretensado en edificios de numerosas plantas.

Los interesados en adquirir esta nueva publicación, de 507 páginas, con numerosas figuras y tablas, deberán dirigir sus pedidos, adjuntando el correspondiente cheque extendido a nombre de la "Association of Engineers and Architects in Israel. FIP Symposium'88", a la siguiente dirección:

ASSOCIATION OF ENGINEERS AND ARCHITECTS IN ISRAEL. - FIP SIMPOSIUM'88
Tel Aviv, 200 Dizengoff Street
Israel.

Evolución de deformaciones de forjados pretensados

José Calavera Ruiz. Dr. Ing. de Caminos
 Hugo Corres Peiretti. Dr. Ing. de Caminos
 Jaime Fernández Gómez. Dr. Ing. de Caminos
 Francisco Javier León González. Dr. Ing. de Caminos
 Jorge Ley Urzáiz. Ing. de Caminos
 E.T.S. I.C.C. y P. de Madrid

1. ANTECEDENTES

Las Cátedras de Edificación y Prefabricación y Hormigón Armado y Pretensado de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, desarrollan el programa de investigación "Investigación Teórica y Experimental de Fórmulas para el Cálculo de Deformaciones en Forjados de Hormigón", subvencionado por la CAICYT.

Como parte del mencionado programa de investigación, se han fabricado y puesto en carga seis forjados de hormigón pretensado, con el fin de estudiar fórmulas de aplicación para el cálculo de flechas instantáneas y de flechas diferidas.

En el momento de redacción del presente documento el trabajo está todavía en fase de realización, dado que la edad de los forjados es relativamente joven para interpretar las deformaciones a largo plazo.

A continuación exponemos un resumen de los resultados más significativos producidos hasta la fecha.

2. DESCRIPCIÓN DEL PLAN DE ENSAYOS

Se han construido seis forjados de hormigón, con semiviguetas de hormigón pretensado, fabricadas por BRIGON, S.A. El intereje es de 70 cm, y el canto del forjado de 15 cm ó 18 cm, según los casos, con espesor de losa superior de 3 cm.

Tres de los forjados son de un vano y simplemente apoyados y los otros tres llevan unos voladizos laterales de 1 m para simular continuidad. La luz entre apoyos es en todos los casos de 4 m.

En el Cuadro 1 se expone un resumen con los datos de los forjados fabricados. En la figura 1 puede verse un croquis con la definición esquemática de los mismos. Las bovedillas utilizadas han sido de cerámica en todos los casos.

CUADRO 1
Forjados construidos

Designación	Tipología	Canto (cm)	Peso propio (Kp/m ²)	Carga permanente (Kp/m ²)	Carga total de servicio (Kp/m ²)
PDI - 1 PDI - 2 PDI - 3	Un vano simplemente apoyado	18	185 185 185	320 455 735	500 750 1.000
PDV - 1 PDV - 2 PDV - 3	Un vano con voladizos	15	175 175 175	320 455 735	500 750 1.000

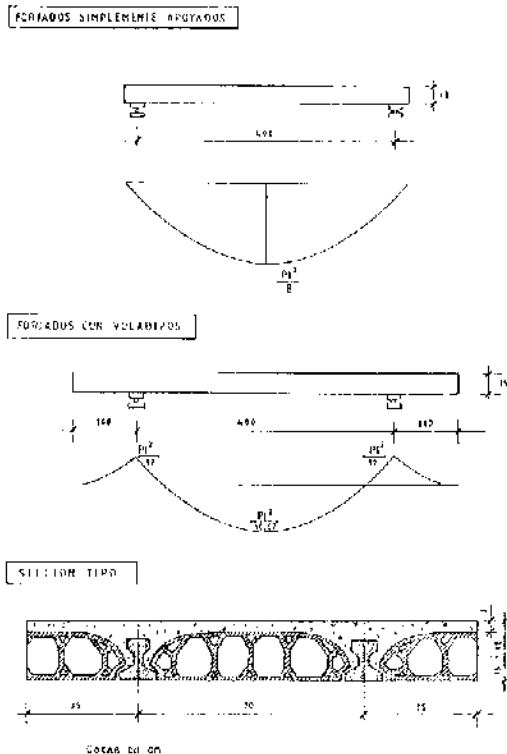


Fig. 1. Definición esquemática de los forjados ensayados y leyes de momentos flectores.

3. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Las características nominales de los materiales utilizados han sido las siguientes:

- Acero: AEH-400 N
- Hormigón de semiviguetas: H-400.
- Hormigón de relleno de forjado: H-175.

Dada su especial importancia, se controlaron las propiedades del hormigón de la losa superior, obteniéndose los siguientes valores medios.

Resistencia a compresión:

$$f_{c1} = 225 \text{ Kp/cm}^2 \text{ (1)}$$

$$f_{c2} = 222 \text{ Kp/cm}^2 \text{ (2)}$$

Módulo de deformación:

$$E_{c1} = 232690 \text{ Kp/cm}^2 \text{ (1)}$$

$$E_{c2} = 207970 \text{ Kp/cm}^2 \text{ (2)}$$

4. PUESTA EN CARGA

La Historia de Cargas de los forjados, la cual se representa en la figura 2, ha sido la siguiente:

- (1) Probetas curadas en cámara estándar.
- (2) Probetas curadas en las mismas condiciones que los forjados.

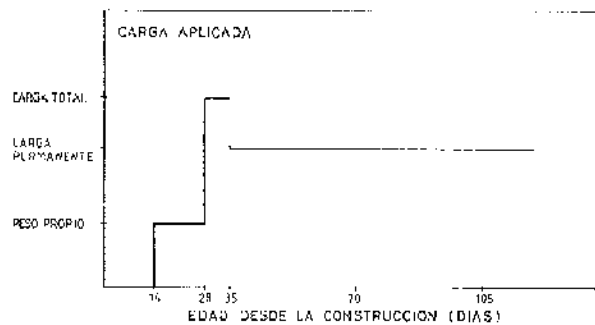


Fig. 2. Historia de cargas.

— Los forjados han sido construidos sobre cimbra permaneciendo cubiertos con plásticos en esta situación durante los 14 días siguientes al hormigonado.

— Transcurridos 14 días desde el hormigonado se descimbraron, siendo la única carga actuante el peso propio de los mismos. Se mantuvieron en esas condiciones hasta los 28 días de edad.

A la edad de 28 días se aplicó, mediante bloques de hormigón de peso conocido, el resto de las cargas, hasta materializar la carga total de servicio, permaneciendo ésta actuando durante siete días.

— A los 35 días de edad se retiraron parte de los bloques de hormigón, dejando materializada la carga permanente hasta el momento de redacción del presente documento. Esta carga incluye, en todos los casos, parte de la sobrecarga. (Véase Cuadro 1).

En las fotografías 1 a 5 pueden verse algunos detalles de los forjados cargados, así como de la medición de flechas.

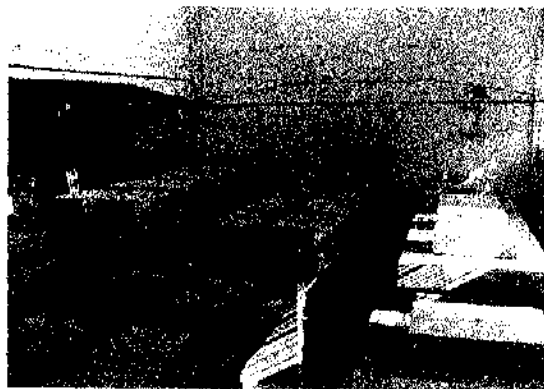


Foto 1. Forjados cargados.

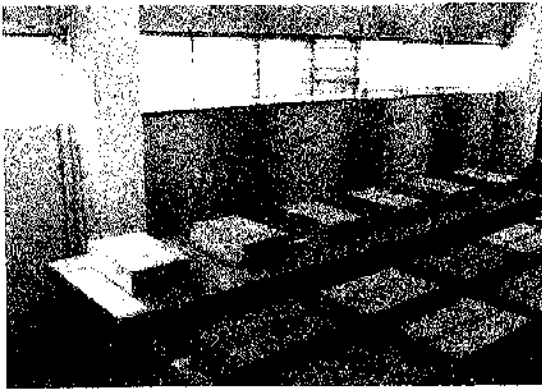


Foto 2. Forjados cargados,

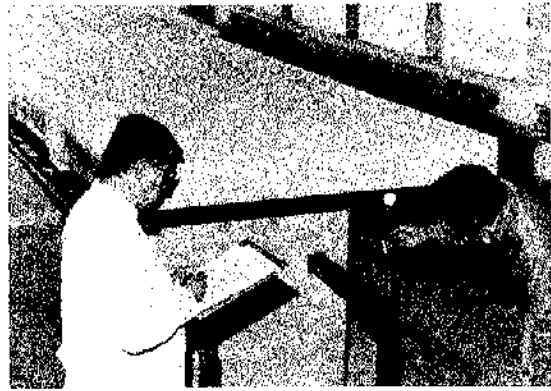


Foto 5. Medida de flechas.

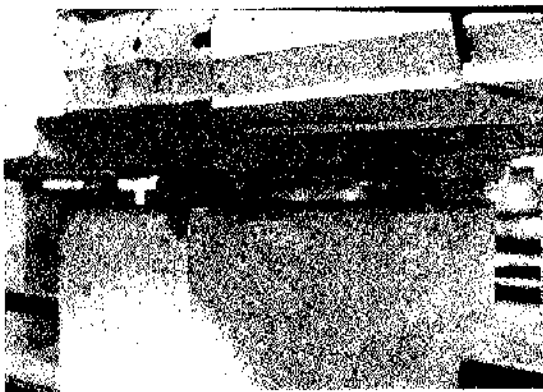


Foto 3. Detalle de un apoyo.

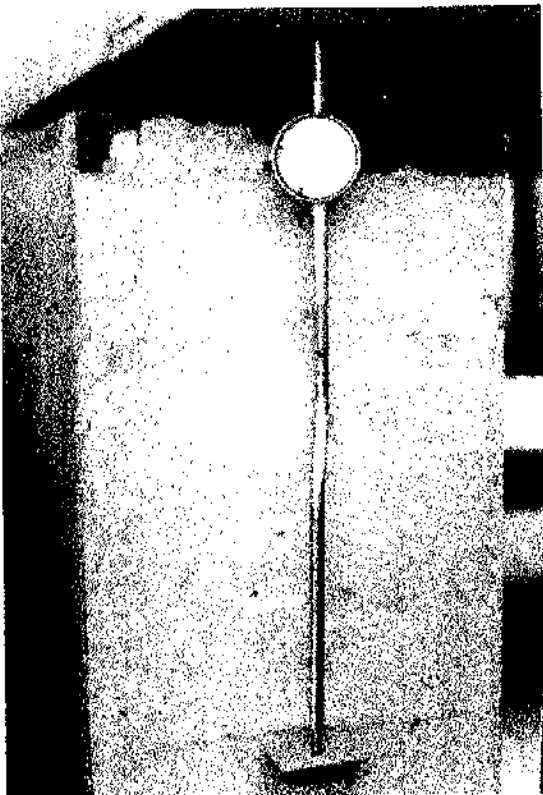


Foto 4. Extensómetro de 0,01 mm de apreciación utilizado en la medición de flechas.

5. RESULTADOS OBTENIDOS

5.1. Flechas instantáneas

En las figuras 3 a 8 se recogen los resultados de flechas instantáneas para cada uno de los forjados, las cuales se han determinado sustrayendo las debidas a la fluencia en cada una de las etapas.

Se han representado también, en cada una de las figuras, las relaciones Momento aplicado-Flecha teórica, en el supuesto de sección no fisurada y con el valor del módulo de deformación determinado sobre probetas moldeadas. Asimismo también figura la rigidez con la que se ha comportado realmente cada uno de los forjados hasta el momento de la fisuración.

FLECHAS INSTANTANEAS

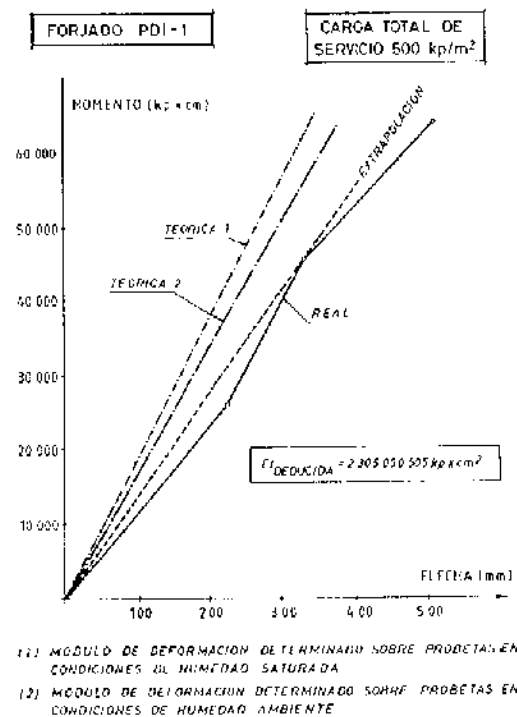
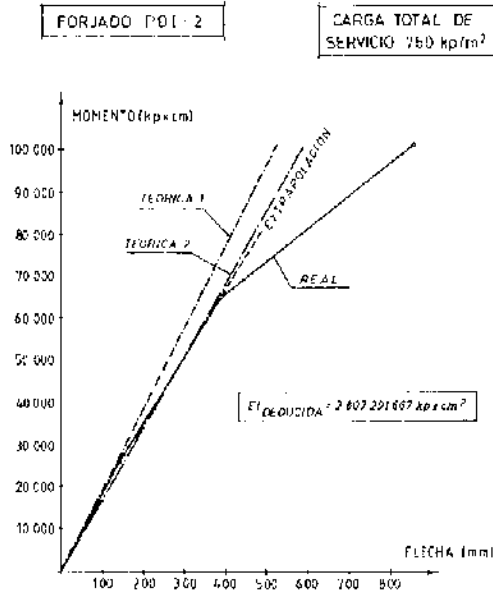


Fig. 3.

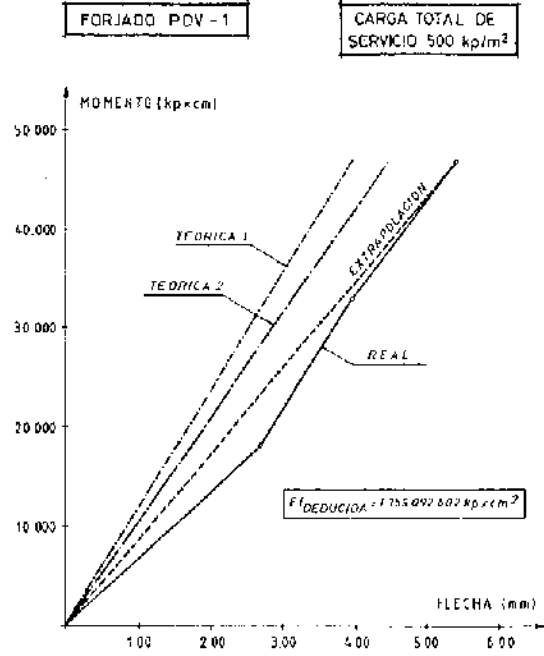
FLECHAS INSTANTANEAS



- (1) MÓDULO DE DEFORMACIÓN DETERMINADO SOBRE PRUEBAS EN CONDICIONES DE HUMEDAD SATURADA
- (2) MÓDULO DE DEFORMACIÓN DETERMINADO SOBRE PRUEBAS EN CONDICIONES DE HUMEDAD AMBIENTE

Fig. 4.

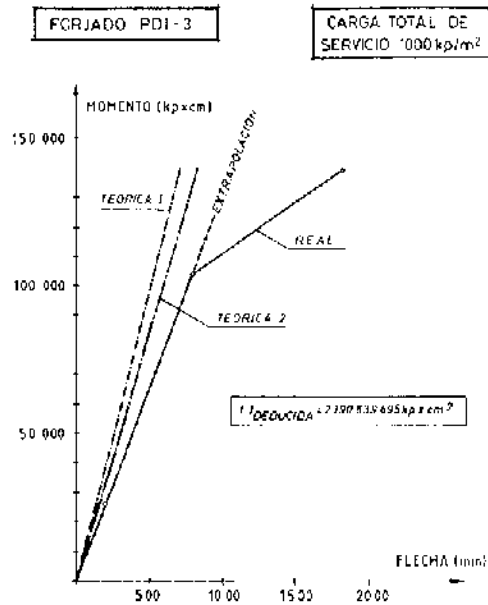
FLECHAS INSTANTANEAS



- (1) MÓDULO DE DEFORMACIÓN DETERMINADO SOBRE PRUEBAS EN CONDICIONES DE HUMEDAD SATURADA
- (2) MÓDULO DE DEFORMACIÓN DETERMINADO SOBRE PRUEBAS EN CONDICIONES DE HUMEDAD AMBIENTE

Fig. 6.

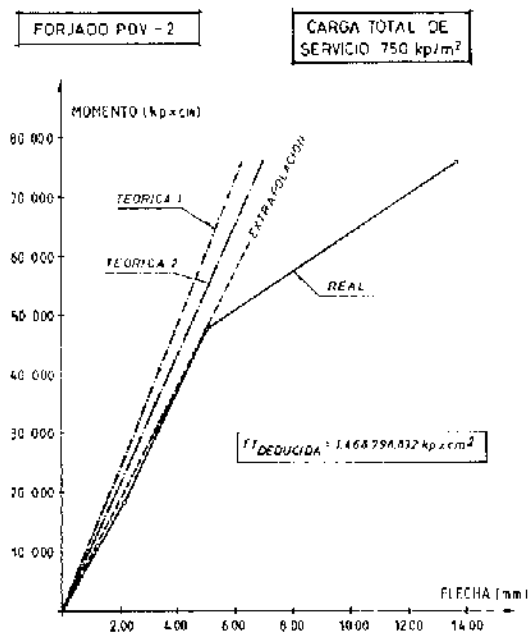
FLECHAS INSTANTANEAS



- (1) MÓDULO DE DEFORMACIÓN DETERMINADO SOBRE PRUEBAS EN CONDICIONES DE HUMEDAD SATURADA
- (2) MÓDULO DE DEFORMACIÓN DETERMINADO SOBRE PRUEBAS EN CONDICIONES DE HUMEDAD AMBIENTE

Fig. 5.

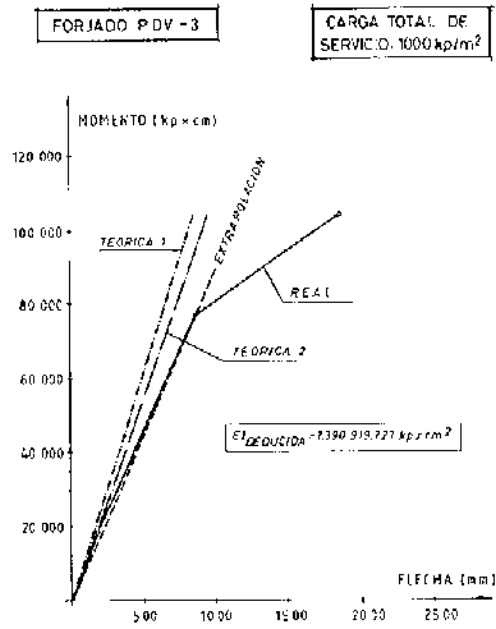
FLECHAS INSTANTANEAS



- (1) MÓDULO DE DEFORMACIÓN DETERMINADO SOBRE PRUEBAS EN CONDICIONES DE HUMEDAD SATURADA
- (2) MÓDULO DE DEFORMACIÓN DETERMINADO SOBRE PRUEBAS EN CONDICIONES DE HUMEDAD AMBIENTE

Fig. 7.

FLECHAS INSTANTANEAS



- (1) MÓDULO DE DEFORMACIÓN DETERMINADO SOBRE PRUEBAS EN CONDICIONES DE HUMEDAD SATURADA
- (2) MÓDULO DE DEFORMACIÓN DETERMINADO SOBRE PRUEBAS EN CONDICIONES DE HUMEDAD AMBIENTE

Fig. 8.

5.2. Flechas diferidas

En las figuras 9 a 14 puede verse la evolución de la flecha en centro de vano con el tiempo, para cada uno de los forjados construidos.

EVOLUCION DE FLECHAS EN CENTRO DE VANO

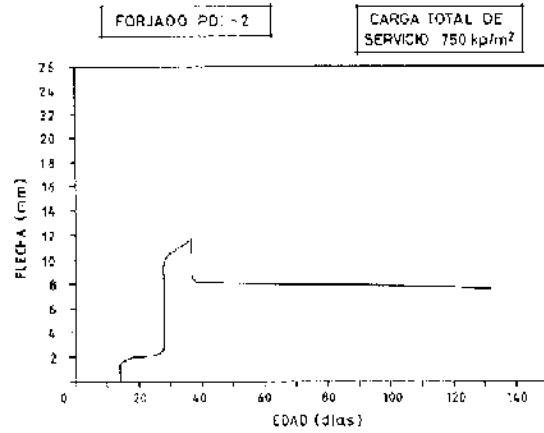


Fig. 10.

EVOLUCION DE FLECHAS EN CENTRO DE VANO

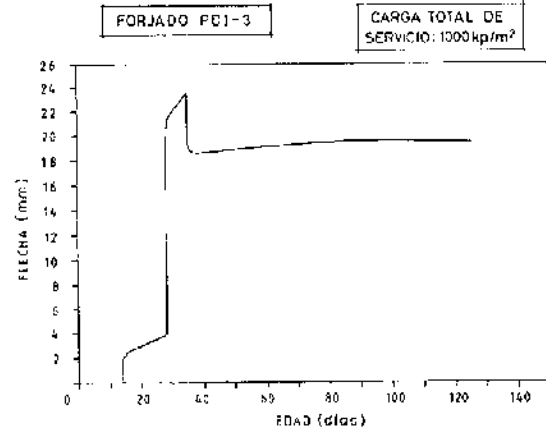


Fig. 11.

EVOLUCION DE FLECHAS EN CENTRO DE VANO

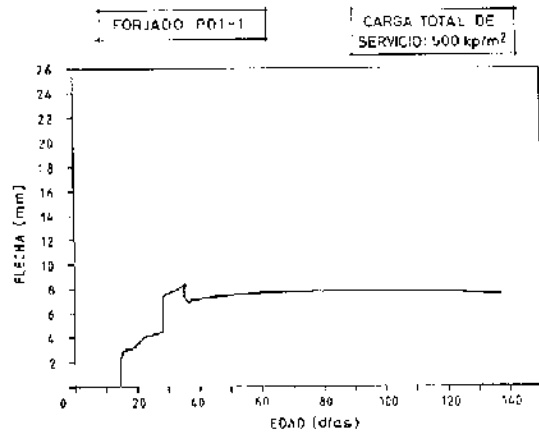


Fig. 9.

EVOLUCION DE FLECHAS EN CENTRO DE VANO

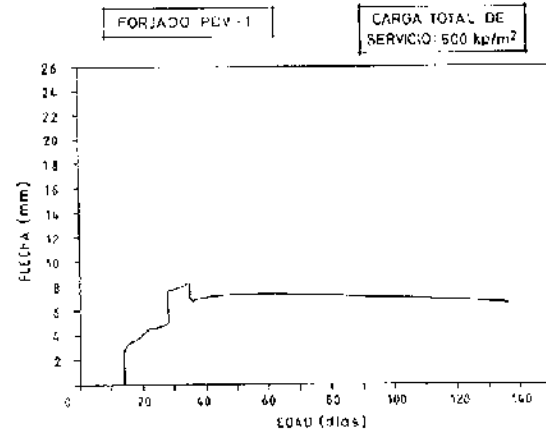


Fig. 12.

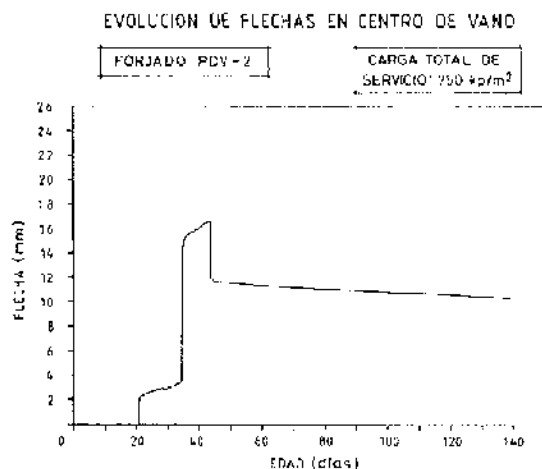


Fig. 13.

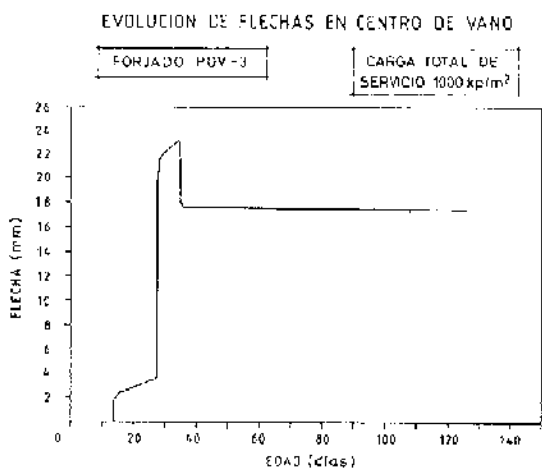


Fig. 14.

En el Cuadro 2 se presentan los valores numéricos de la flecha total a los 120 días de edad (trans-

curridos desde la construcción) y la flecha instantánea bajo carga permanente, con la inercia resultante después de aplicar la carga total. Vemos que la flecha total supone entre 1,24 y 1,96 veces la instantánea, aumentando la relación Flecha total/Flecha instantánea, al disminuir la cuantía.

6. CONCLUSIONES PROVISIONALES

Vamos, a continuación, a establecer unas conclusiones provisionales de los resultados obtenidos hasta la fecha. Será necesario, para el establecimiento de las conclusiones definitivas, obtener información a mayor plazo, así como el estudio más profundo de la obtenida hasta la fecha.

1^a) Las rigideces con que se comportan los forjados hasta la fisuración son inferiores de las que se deducen con los módulos de deformación obtenidos sobre probetas moldeadas.

2^a) Una vez producida la fisuración de los forjados (aproximadamente a los 60 Kp/cm² de tensión de flexotracción), no se ha encontrado hasta el momento ningún método de cálculo que permita estimar las flechas. El cálculo de las flechas utilizando las inercias brutas subestima las mismas. Asimismo, el empleo de fórmulas aplicables a piezas de hormigón armado para tener en cuenta la fisuración, no son de aplicación en este caso, dado que sobreestiman ampliamente las flechas.

3^a) A una edad superior a los 3 meses de puesta en carga de los forjados, la relación flecha total (instantánea más diferida)/flecha instantánea varía entre 1,24 y 1,96, disminuyendo este valor al aumentar la cuantía. Se aprecia una dependencia importante de la cuantía de acero en la evolución de flechas diferidas.

No obstante, estos valores de relación flecha total/flecha instantánea son inferiores a los de-

CUADRO 2

Comparación entre flechas instantáneas y diferidas

Designación	FORJADO		Flecha instantánea bajo carga permanente F ₁ (mm)	Flecha total a los 120 días de la construcción F ₂ (mm)	Relación F ₂ /F ₁
	Tipología	Carga total característica (Kp/m ²)			
PDI - 1	Un vano simplemente apoyado	500	3,90	7,65	1,96
PDI - 2		750	5,16	7,81	1,51
PDI - 3		1.000	13,72	19,89	1,45
PDV - 1	Un vano con voladizos	500	4,17	6,98	1,67
PDV - 2		750	8,70	10,80	1,24
PDV - 3		1.000	13,40	17,48	1,30

ducidos teóricamente a través del coeficiente de fluencia. Un cálculo teórico de esta relación para piezas del tipo de las construidas y en las condiciones ambientales sufridas, nos llevaría a valores del orden de 2,5.

RESUMEN

En el presente trabajo se exponen los resultados de una investigación experimental para la cual se han construido seis forjados a base de semiviguetas de hormigón pretensado.

Tres de estos forjados eran isostáticos, de un solo vano, y los otros tres, también de un vano pero con voladizo, con el objeto de simular el caso de vanos continuos. En cada uno de estos forjados se utilizó una distinta cuantía de armadura.

La puesta en carga de los forjados se realizó a los 28 días de edad, manteniéndose posteriormente la carga durante un largo plazo.

Como principal conclusión de este trabajo

puede destacarse la siguiente: las flechas obtenidas en condiciones de servicio, en los casos de forjados fisurados, eran netamente superiores a las teóricas calculadas utilizando la inercia bruta de las secciones de las piezas.

SUMMARY

This work explains the results of an experimental research in which six concrete floors made with prestress semi-cross girder have been built.

It has been built three one span static floors and three overhanging floors to simulate continuous spans, having each one of the three a particular amount of reinforcement.

The floors have been put under load at 28 days of age, keeping the long-term loading afterwards.

As most important conclusions of this work, we can underline that the deflections obtained under service conditions, in those cases in which the floors cracked, were higher than those theoretically calculated using the inertia of the sections.

* * *

Master en Dirección de Empresas Constructoras e Inmobiliarias

Solemne ceremonia para la entrega de diplomas

El pasado día 19 de Octubre, tuvo lugar en Madrid, la entrega de diplomas del I MASTER EN DIRECCION DE EMPRESAS CONSTRUCTORAS E INMOBILIARIAS.

Para este acto, la Universidad organizó una ceremonia solemne que estuvo encabezada por las más importantes personalidades de nuestra actividad política, docente y económica, siempre inmersos en el mundo de la construcción.

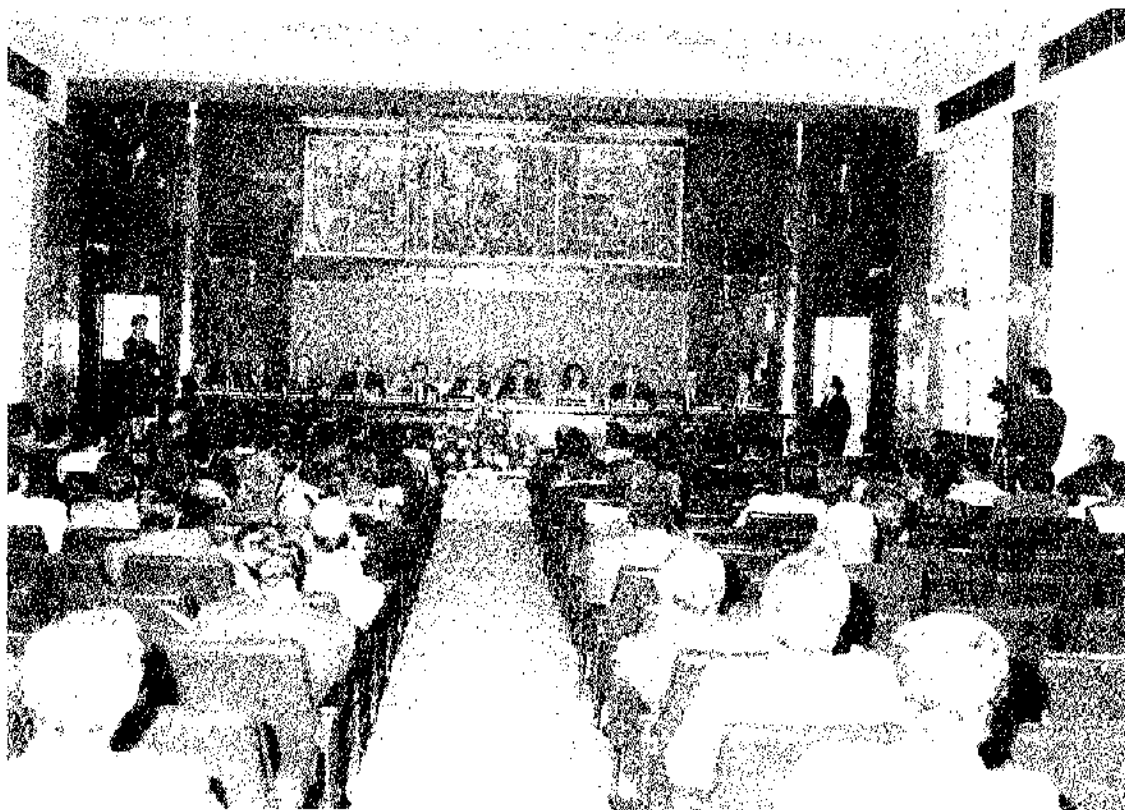
Acompañando al acto de entrega de diplomas, la Escuela Técnica Superior de Arquitectura procedió a la apertura del II MASTER EN DIRECCION DE EMPRESAS CONSTRUCTORAS E INMOBILIARIAS que se desarrollará durante el curso 88/89.

Para esta segunda Edición del Master se ha resuelto ampliar el número de alumnado con dos grupos de estudio y un total de 600 horas repartidas entre los meses de Octubre a Junio.

El MASTER EN DIRECCION DE EMPRESAS CONSTRUCTORAS E INMOBILIARIAS nació por iniciativa del Departamento de Construcciones Arquitectónicas de la ETSAM con la colaboración de las entidades más representativas del sector inmobiliario y de la construcción. Con él, se ha solucionado el problema de especialización para los postgraduados en un momento en que la sociedad y el mercado requirieron estudios específicos para todas las actividades.

El Master se destina al colectivo de Arquitectos, Ingenieros, Economistas, Abogados y, en general, profesionales y ejecutivos vinculados al sector inmobiliario, construcción, promoción y socieda-

des de crédito hipotecario. Asimismo, el profesorado está formado por profesionales procedentes de Empresas y Asociaciones siempre de este sector o relativo al mismo.



Una vista de la sala durante la solemne ceremonia de entrega de diplomas. En la mesa presidencial, de izquierda a derecha: D. José María Sancho, Subdirector de la Escuela. D. Vicente Zaforas, Secretario General de la empresa SGV. D. José Antonio Durán, Director de COBASA. D. Miguel Palmero, Empresa Municipal de la Vivienda. D. Luis del Rey Pérez, Decano del Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid. D. J. Abejón, Vicerrector de la Universidad Politécnica de Madrid. D. Rafael Rojo, Dtor. Gral. de la Caja de Ahorros y Monte de Piedad de Madrid. Dña. Cristina Narbona, Directora General de Producción del Banco Hipotecario. D. Julio Erile, Presidente del Colegio de Agentes de la Propiedad Inmobiliaria. D. Jaime Blanco, Presidente del Colegio de Administradores de Fincas de Madrid. D. Luis de Villanueva, Dtor. del Dpto. de Construcción y Tecnología Arquitectónica de la Escuela. D. Javier de Cárdenas y Chávarri, Catedrático del Dpto. de Construcción de la Escuela

Fallos en cuñas de anclajes. Soluciones

José Climent Beltrán
Graduado en Ciencias Físicas
Dr. en Ciencias Químicas

Ex-Adjunto P.O. de Cátedra de Metalurgia. Universidad de Madrid
Laboratorio Central de Estructuras y Materiales
CEDEX. MOPU

1. INTRODUCCION

En la "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado, EP-80" leemos, en su Artículo 15.1: "Los anclajes deben ser capaces de retener eficazmente los tendones, resistir su carga unitaria de rotura y transmitir al hormigón una carga al menos igual a la máxima que el correspondiente tendón pueda proporcionar. Para ello deberán cumplir las siguientes condiciones:

a) El coeficiente de eficacia de un tendón anclado será al menos igual a 0,92 en el caso de tendones adherentes y a 0,96 en el caso de tendones no adherentes.

b) Los sistemas de anclaje por cuñas serán capaces de retener los tendones de tal forma que, una vez finalizada la penetración de cuñas, no se produzcan deslizamientos respecto al anclaje.

c) Cuando se prevean efectos de fatiga o grandes variaciones de tensión se utilizarán anclajes adecuados capaces de resistir, sin romperse, tales acciones.

Los ensayos necesarios para la comprobación de estas características deberán realizarse en condiciones análogas a las que se prevean para la utilización en obra de los anclajes.

El fabricante o suministrador de los anclajes justificará y garantizará las características de los mismos, precisando las condiciones en que deben ser utilizados. En el caso de anclajes por cuñas, deberá hacer constar, especialmente, la magnitud del movimiento conjunto de la armadura y la cuña, por ajuste y penetración.

Los elementos que constituyen el anclaje deberán someterse a un control efectivo y riguroso y fabricarse de modo tal que, dentro de un mismo tipo, sistema y tamaño, todas las piezas resulten intercambiables. Además, deben ser capa-

ces de absorber, sin menoscabo para su efectividad, las tolerancias dimensionales establecidas para las secciones de armaduras".

Nuestro propósito, avalado por la experiencia en la solución de algunos problemas sobre cuñas, es mentalizar al proyectista para que se cumpla la Instrucción y se realicen los oportunos ensayos para comprobar las características de las mismas que preconiza el fabricante.

Este trabajo es un estudio y solución de unas roturas de anclajes que tal vez, si se hubieran ensayado antes, no se hubieran producido.

2. PROBLEMAS ESTUDIADOS

Problema núm. 1

La fotografía 1, muestra dos cuñas de anclajes activos de hormigón postesado, sin romper, de tamaños diferentes (1-2) y otras dos rotas (3). El problema consistía en averiguar la idoneidad de las cuñas sanas y la causa de la rotura de las otras.

Tipo de cero. Los ensayos de composición química dan los siguientes resultados:

Elementos	Muestras		
	Nº 1	Nº 2	Nº 3(*)
Carbono (C) %	0,24	0,21	0,29
Azufre (S) %	0,25	0,29	0,30
Manganeso (Mn) %	0,93	1,4	1,2
Silicio (Si) %	—	0,11	0,01
Fósforo (P) %	0,074	0,052	0,074
Plomo (Pb) %	0,20	Trazas	0,26

(*) El análisis químico de la muestra núm. 3, por exigencias de cantidad, corresponde a una muestra media de las dos cuñas rotas.

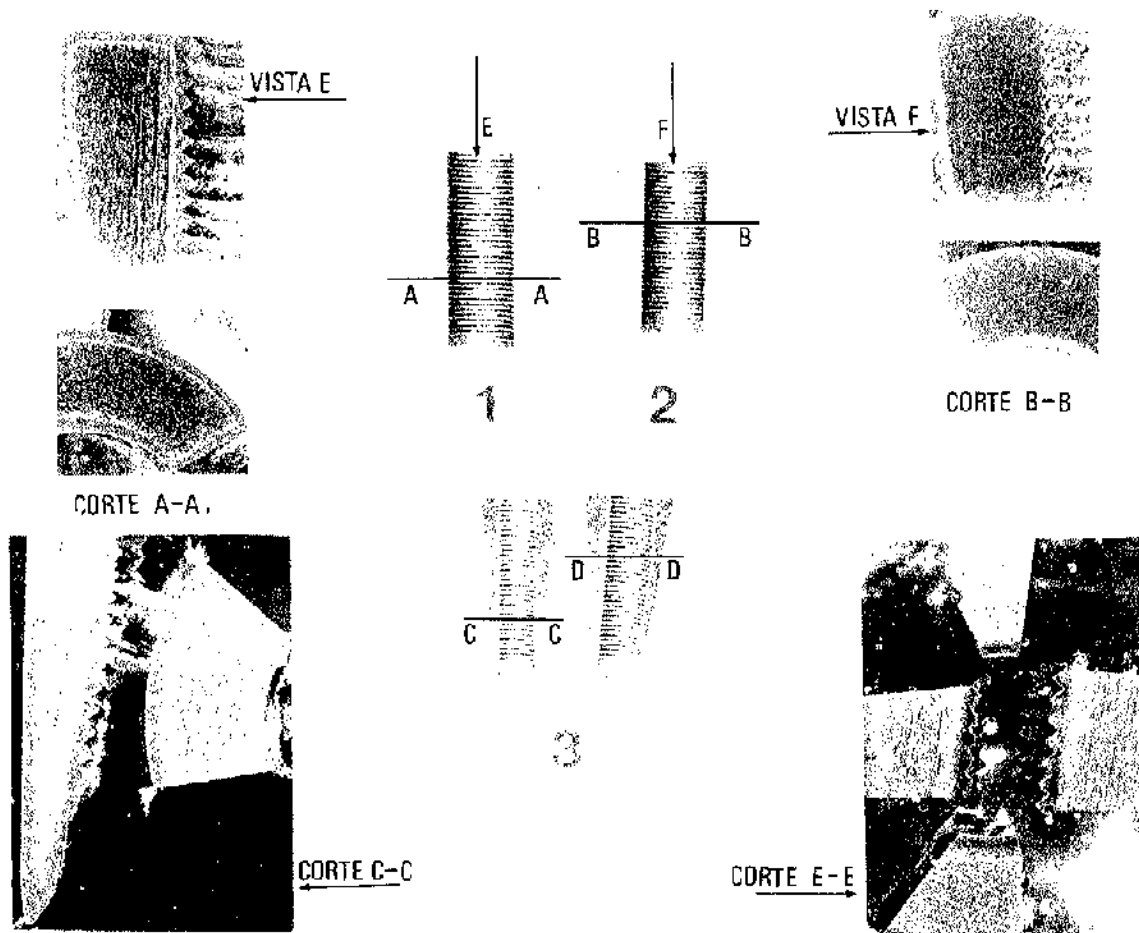


Foto 1. Vista de las cuñas; obsérvese la capa cementada en los cortes.

La fotografía 2, muestra la microestructura-tipo de los tres aceros base. Matriz metálica de ferrita y bandas de sulfuro de manganeso añadidas intencionalmente para facilitar el proceso de mecanización del "tocho" en el torno. Además, algunos tienen Pb que se añade con la misma intención. Se trata de un acero especial para mecanizado automático. El contenido de carbono no se puede saber con exactitud, pues las cuñas traen una cantidad de carbono extra, debido al proceso de cementado sufrido por las mismas. El núcleo es de acero al carbono extrasuave.

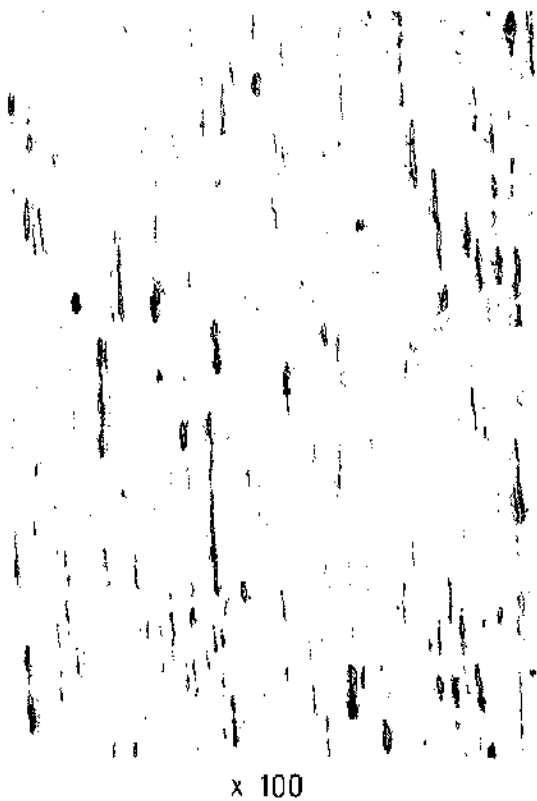
Capa de cementación. - La tonalidad exterior más oscura en las secciones-corte, Figura 1, se corresponde con la capa cementada. Este espesor no es uniforme en todas ellas. Las piezas rotas presentan un borde cementado de mayor espesor. La determinación del espesor exacto de una capa de cementación no es fácil, por el hecho de irse difuminando las microestructuras, desde el exterior al interior de la pieza. Si como límite pone-

mos el final del contraste, tendríamos, para el espesor de la capa cementada:

Muestra	Espesor de la capa
Nº 1	0,5 mm
Nº 2	0,3 mm
Nº 3 rota	0,7 mm
Nº 4 rota	0,7 mm

Resulta, por lo tanto, que de las cuatro piezas, la que presenta menor espesor de capa cementada es la Nº 2, a continuación la Nº 1, siendo las de mayor espesor las piezas marcadas con los números 3 y 4, que corresponden a las piezas rotas (3).

Un estudio especial de microdureza Vicker, con el diamante incorporado en el mismo objetivo, en función de la penetración de la cementación, se puede ver en la gráfica de la Figura 1. En ella se observa el mismo resultado anterior,



x 100



x 500

Foto 2. Microestructura del acero base: Inclusiones de S, Mn y Pb.

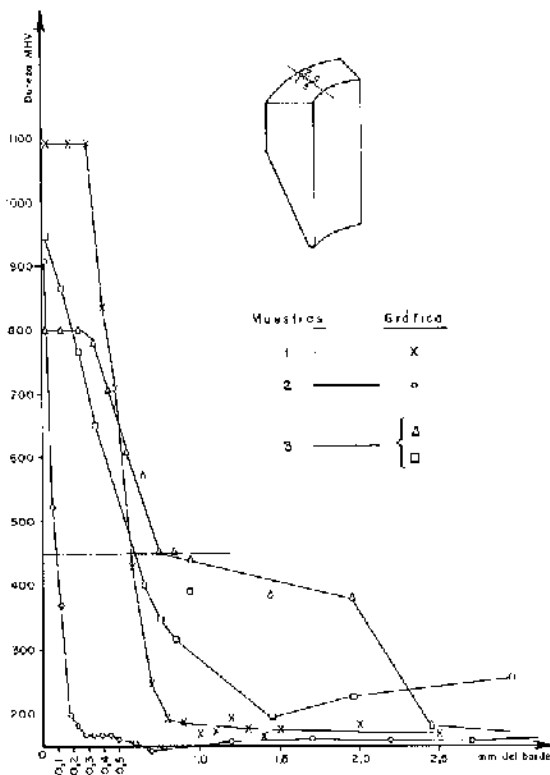


Fig. 1.

si ponemos como microdureza Vicker 450 para todas ellas. El orden de espesores que sale resulta ser el mismo. Las piezas rotas son las de mayor espesor. Las composiciones fotográficas, 3, 4, 5 y 6, representan la microestructura de las cuñas a diferentes profundidades.

La observación con lupa estereoscópica nos informa que el origen de la grieta viene del borde exterior; capa más dura de martensita. Fractura frágil, por flexión de la cuña. El espesor de la capa de martensita es excesivo, 0,7 mm.

SOLUCION

1. Buena elección del acero base. Eliminación de las bandas de laminación.

2.- El acero base tiene que ser lo más bajo posible en carbono. Así, tendremos un óptimo de dureza exterior y un núcleo de cuña, tenaz.

3.- Control del espesor de la capa cementada.



Borde exterior. Aumentos x 77



**Borde exterior. Martensita
Aumentos x 1100**

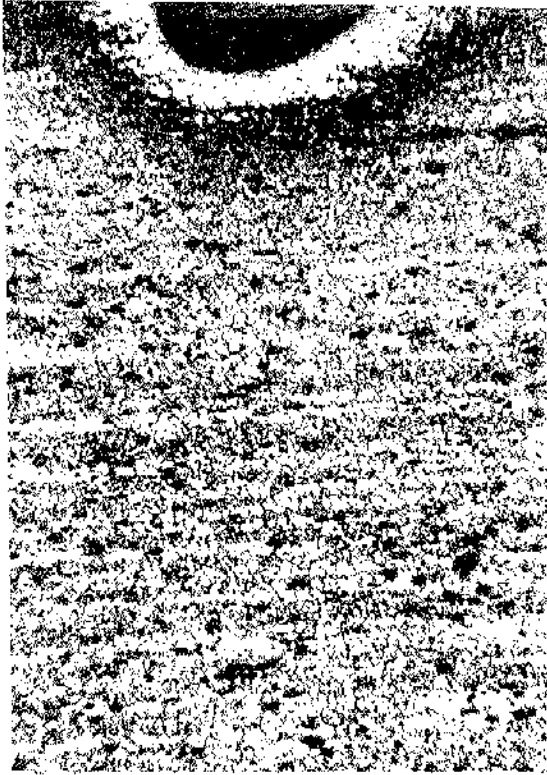


Núcleo en bandas. Aumentos x 77



**Dureza en las fases de las bandas
Aumentos x 1100**

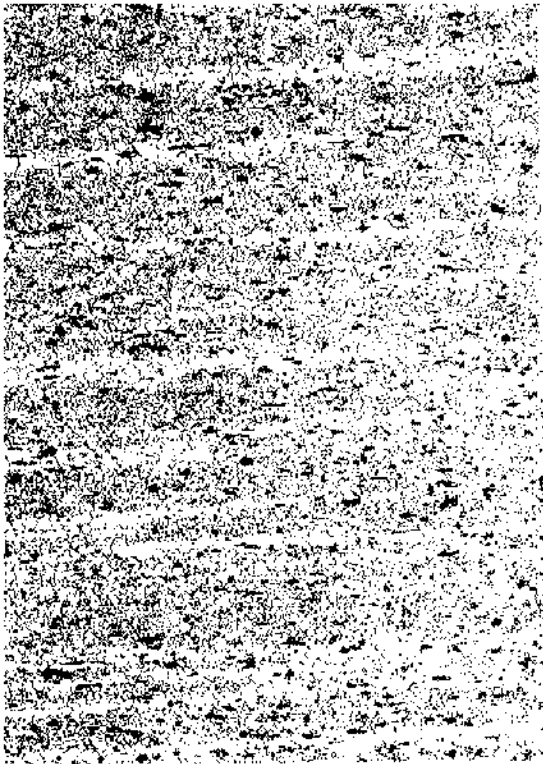
Foto 3. Microestructuras de la cufía N^o {1} a distintas profundidades.



Borde exterior. Aumentos x 77



**Borde exterior. Martensita
Aumentos x 1100**



Nucleos en bandas. Aumentos x 77

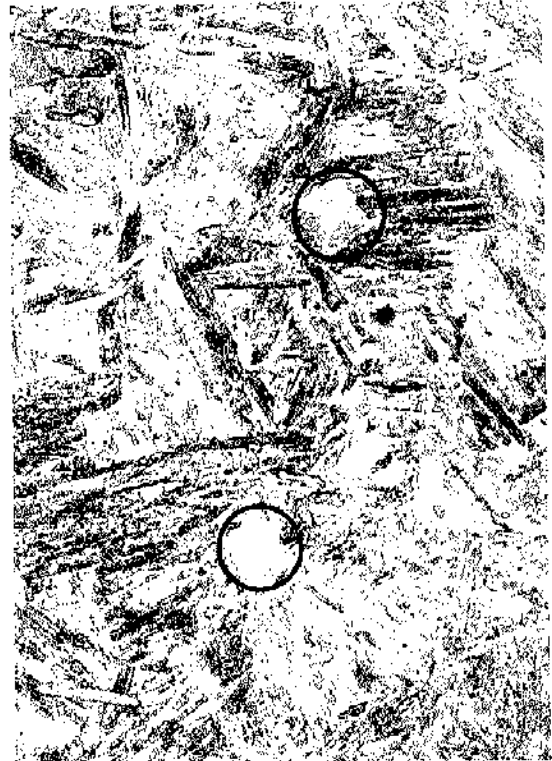


**Dureza en las fases de las bandas
Aumentos x 1100**

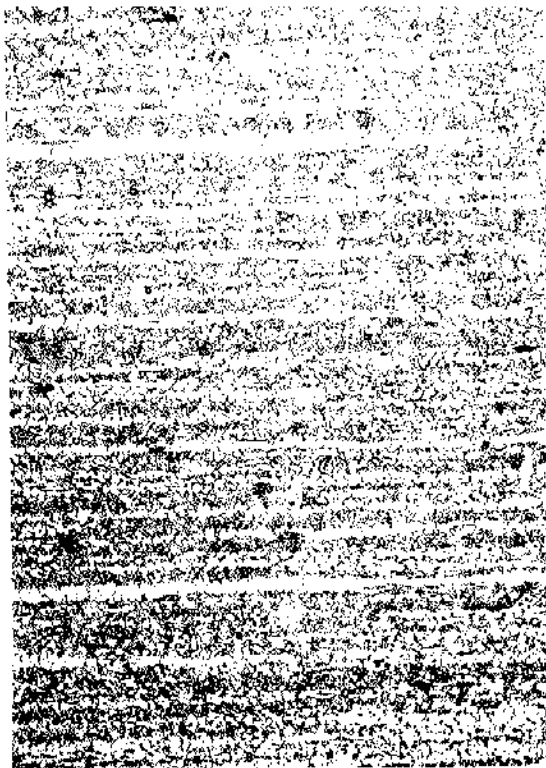
Foto 4. Microestructura cuña (2) a distintas profundidades.



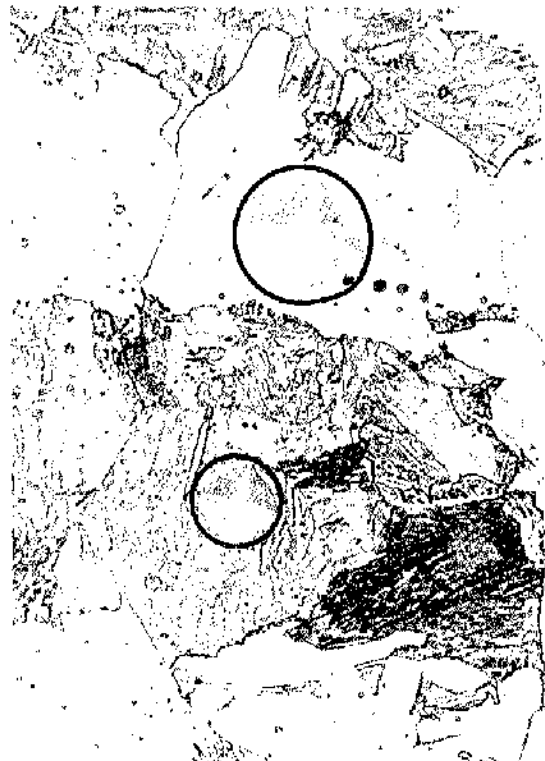
Borde exterior. Aumentos x 77



**Borde exterior. Martensita.
Aumentos x 1100**



Núcleo en bandas. Aumentos x 77



**Dureza en las fases de las bandas
Aumentos x 1100**

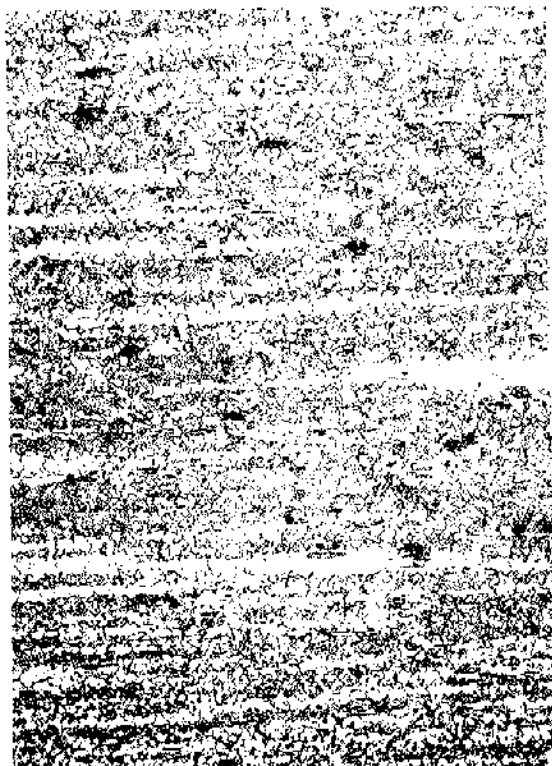
Foto 5. Microestructura cuña (3) a diferentes profundidades.



Borde exterior. Aumentos x 77



**Borde exterior. Martensita
Aumentos x 1100**



Núcleo en bandas. Aumentos x 77



**Dureza en las fases de las bandas
Aumentos x 1100**

Foto 6. Microestructura cuña (3) dcha. a distintas profundidades.

Problema núm. 2

La fotografía 7, muestra la rotura de los alambres que constituyen el cordón entregado al Laboratorio Central. Rotura dúctil, con estricción (cambio de forma), en un sólo alambre; las otras, sin estricción y sin cambio de forma, tipo de cizalladura (bisel a 40-60° con respecto al eje del alambre). Además, se observan fuertes impresiones laterales en los alambres, justo antes de empezar la rotura en bisel. El problema consistía en averiguar las causas de estas roturas y la calidad del alambre de postesado.

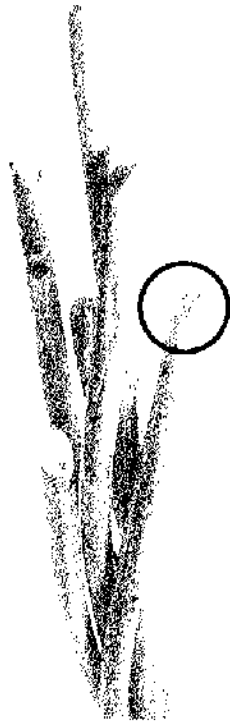


Foto 7. Rotura en obra descrita en el texto.

Para resolver este problema, tan pobre en datos, lo primero que se hizo fue visitar la obra y averiguar exactamente de donde procedía la rotura mencionada. El autor se desplazó a la obra e hizo la composición fotográfica de la fotografía 8.

Situada la procedencia de la rotura y localizado el lugar exacto, se procedió a examinar el material recibido en el Laboratorio Central, formado por: Veintiún cordones de acero postesado, de 1,50 metros de longitud, aproximadamente, referenciados y agrupados como se indica a continuación:

“Cable 12-I, Vano 2-J”: grupo compuesto por nueve cordones intactos y tres rotos; uno de los nueve con una de sus puntas destrenzadas.

“Cable 12-D, Vano 2-I”: grupo compuesto por tres cordones intactos y uno roto y destrenzado.

“Cable 3-D, Vano 3-I, Colada 39713-529”: grupo compuesto por tres cordones intactos.

“Cable 5 Dcho., Vano 3-I, Bobina 417-50804”.

“Nota”: Bobina en condiciones estimadas normales.

Tipo de acero

A. Alambres del cordón roto: 12-I, Vano 2-I.



Los ensayos para determinar los elementos químicos, dieron los siguientes resultados:

Elementos	Muestra: Cable 12-I, Vano 2-I
Carbono (C)	0,86 %
Manganeso (Mn)	0,71 %
Silicio (Si)	0,24 %
Azufre (S)	0,018 %
Fósforo (P)	0,010 %

Ensayo metalográfico

La fotografía 9, muestra la microestructura de fases de este acero. Se trata de una estructura bifenéstrica.

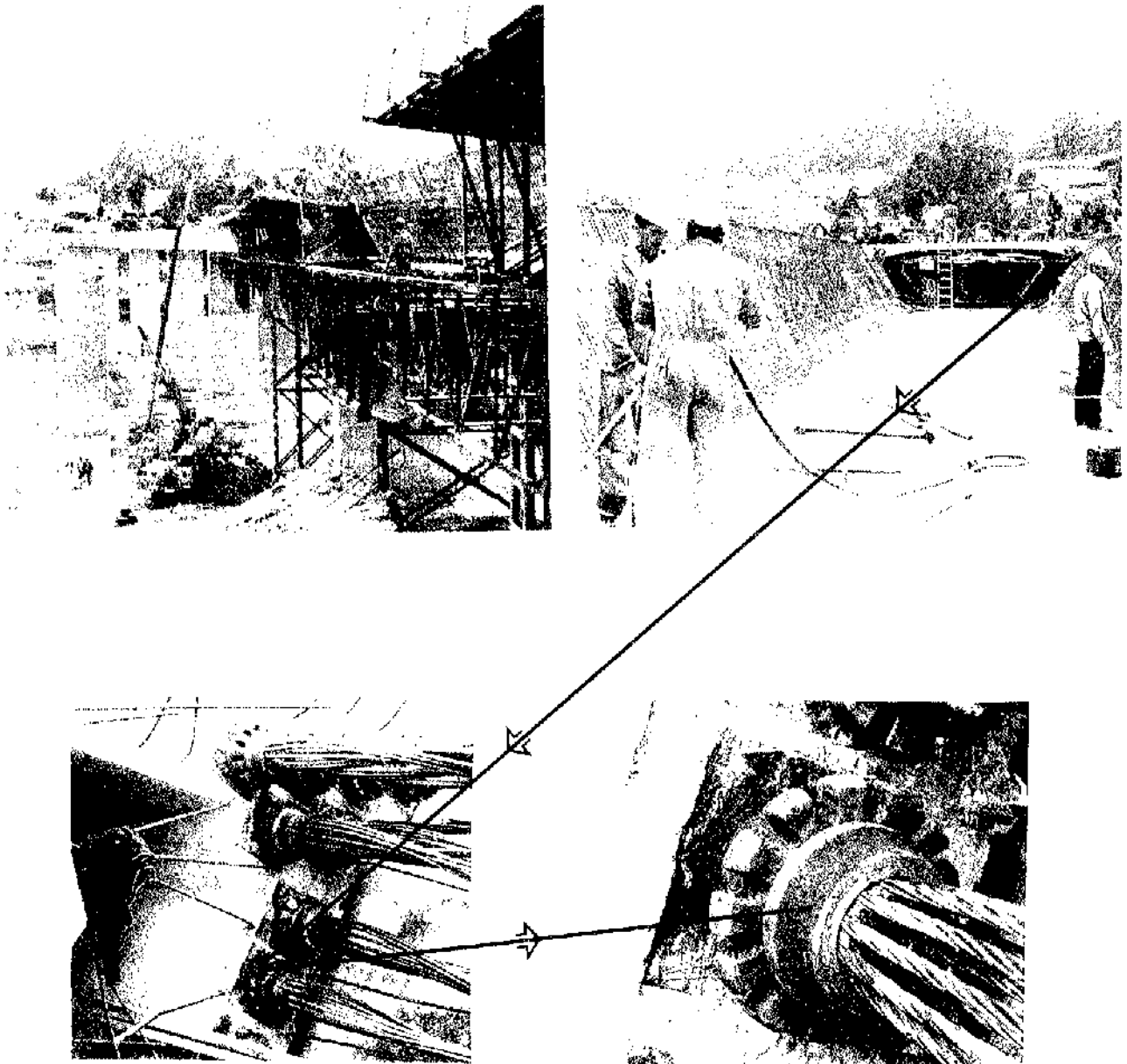


Foto 8. Localización de la rotura: Marca X.

fásica, ferrita y cementita, formando un constituyente/agregado llamado Perlita. La finura de estas fases da las propiedades mecánicas del acero. El estado físico-químico del recocido homogéneo, confirma la estructura perlítica fina, llamada por algunos sorbila. Tal como vemos en la microestructura de la Fotografía 9, la perlita fina está fuertemente deformada en frío, pasando de 80 Kp/mm² aproximadamente en estado recocido

a unos 190 Kp/mm² en estado trefilado en frío.

Por la composición química y microestructura, este acero se corresponde con la norma UNE: 36095/85. El autor de este trabajo ha sido colaborador/redactor de la misma.

El contenido de manganeso (Mn) de esta muestra se sale de los tipos que indica la norma.

B. Cables sanos: resultados

Elementos	Muestra : Cable 12-D, Vano 2-I	
	Carbono (C)	0,86 %
Manganeso (Mn)	0,86 %	
Silicio (Si)	0,26 %	
Azufre (S)	0,012 %	
Fósforo (P)	0,023 %	
Muestra: Cable 3-D, Vano 3-I		
Carbono (C)	0,83 %	
Manganeso (Mn)	0,74 %	
Silicio (Si)	0,27 %	
Azufre (S)	0,015 %	
Fósforo (P)	0,022 %	
Muestra: Cable 5-D, Vano 3-J		
Carbono (C)	0,88 %	
Manganeso (Mn)	0,22 %	
Silicio (Si)	0,026 %	
Azufre (S)	0,013 %	
Fósforo (P)		

C. Propiedades mecánicas.

Los datos de las propiedades mecánicas pueden verse en la Tabla 1.

D. Observación de defectos

En todos los cordones ensayados a tracción en el Laboratorio, se han examinado cada una de las roturas de los alambres. Estas han sido todas dúctiles, la clásica: copa y cono, excepto en el alambre de la muestra "cable 12-D, Vano 2-I" que presentaba una rotura anómala sin extricción (Fotografía 10).

Asimismo, en el grupo de muestras "12-D, Vano 2-I", venía un cordón roto en obra y destrenzado. Con trozos de 50 cm de los alambres de este cordón, obtenidos a continuación de la rotura, se

hicieron también ensayos de tracción. Análogamente al cordón intacto, apareció otra rotura del tipo de la fotografía. En total hemos obtenido dos roturas de este tipo dentro del mismo grupo de muestras "12-D, Vano 2-I".

Conociendo de antemano que este tipo de rotura (Fotografía 10) es debida a defectos de trefilado, hemos preparado una probeta metalográfica para revelarlos. La composición fotográfica de la Fotografía 11, muestra estos defectos. Obsérvese en el centro del alambre una franja de defectos de donde arrancó la fisura. Estos se han ampliado en la fotografía. Un cordón en estas condiciones es rechazable. Es opinión del autor, que se le pide al alambre demasiado en propiedades mecánicas, en perjuicio de la microestructura del mismo.

E. Huellas de presiones laterales

Una observación minuciosa de los alambres rotos en la obra revela que todos tienen restos de los efectos de presiones laterales.

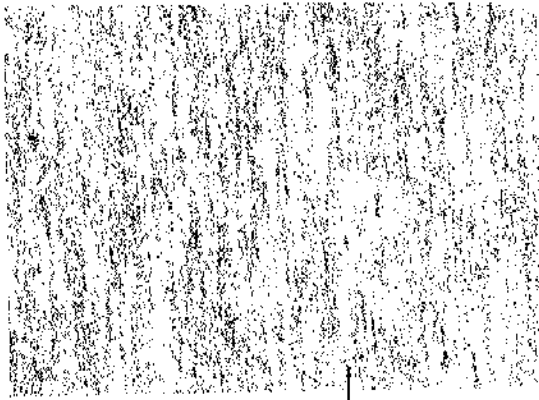
En la fotografía 7, se ha trazado un círculo que envuelve una punta rota. Esta se detalla en la fotografía 12. Esto demuestra que el alambre soportó una tracción, una presión lateral y un cambio de dirección justo en la parte donde se observa el quiebro del plano de cizalladura.

No se conoce la cuantía de la presión lateral, que serviría para hacer una composición de fuerzas y aplicar el criterio de Von Mises para demostrar que se alcanza la fluencia plástica del material. Este tipo de rotura es conocido en la literatura científica y es debida a la composición del esfuerzo de tracción y la presión lateral. Sin embargo, tenemos que decir que pequeñas diferencias en las características microestructurales, hacen que unos aceros sean más sensibles que otros a la fluencia plástica en la dirección impuesta por la composición de las fuerzas actuantes.

Hace tiempo que el Laboratorio Central tiene estudiada esta rotura. Un dispositivo de ensayo especial ideado en el mismo y de

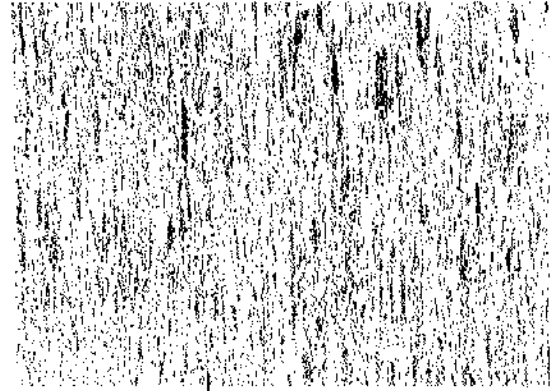
TABLA 1

Referencia	Diámetro aprox. del cordón en mm	Diámetro medio de los alambres en mm		Paso del cordoneado en mm.	Sección de cada cordón en mm ²	Módulo de elasticidad en Kg/mm ²	Límite plástico convencional en Kg.		Carga en Kg.		Carga máxima en Kg.
		De los de la capa ó coronas	Del alma				0,1 %	0,2 %	3,5 % de alargamiento	4 % de alargamiento	
Cable 12-I Vano 2-J	13,0	4,17	4,30	182	96,5	19800	17850	18450	19620	-	19990
Cable 12-D Vano 2-I	12,8	4,15	4,30	186	95,7	19800	15450	16400	18420	-	18480
Cable 3-D Vano 3-I Colado 39713 529	12,6	4,16	4,24	187	93,3	19200	16150	16650	-	18120	18420
Cable 5 Dicho. Vano 3-I Bobina 417 50804	12,8	4,15	4,31	188	95,8	20100	16450	17000	-	18780	19140



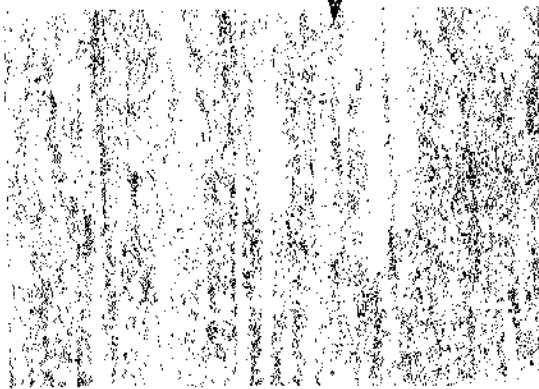
x 100

Perlita fina: textura fibrosa



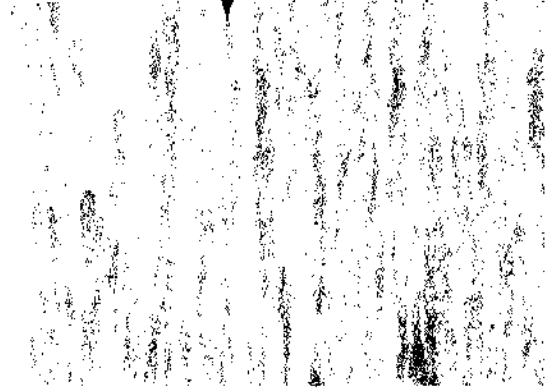
x 100

Perlita fina: textura fibrosa



x 1000

Cable: 12-I Vano 2-I



x 1000

Cable: 12-D Vano 2-I

Foto 9. Microestructura de los alambres.



Foto 10. Rotura anómala.

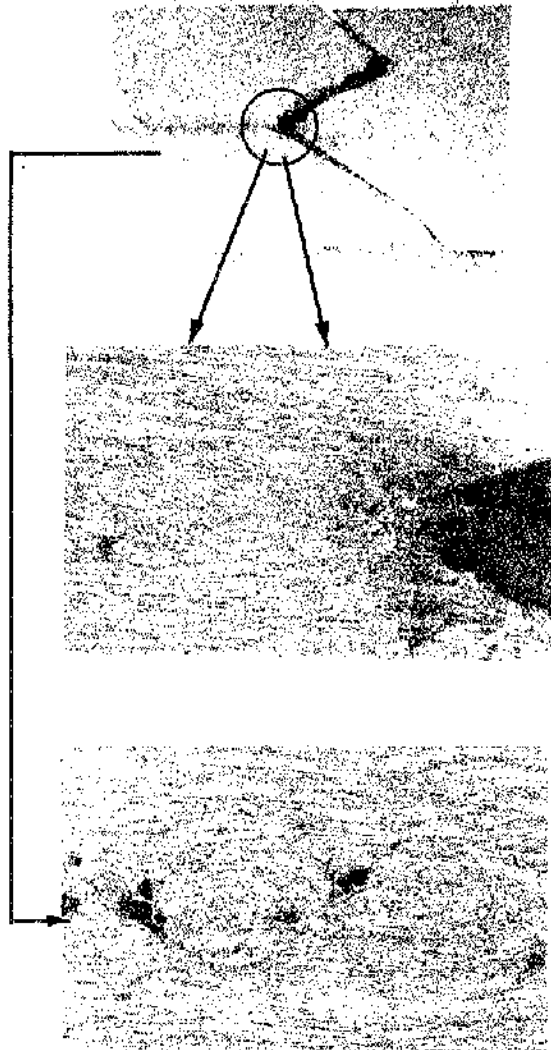


Foto 11; Defectos del trefilado que originan la rotura anómala.

rísticas al de la tracción desviada de la FIP, nos demostró que:

$$S = \frac{R_0 - R_D}{R_0} \leq 30 \%$$

donde:

S, es la sensibilidad a la tracción desviada;

R_0 , la carga de rotura del cordón en ensayo de tracción normal (recta);

R_D , la carga de rotura del cordón en el dispositivo de tracción desviada.

No podemos exponer en este trabajo el estudio profundo de la microestructura a grandes aumentos que se hizo de estos aceros; sin embargo, en líneas generales diremos que el tamaño del agregado, cementita y ferrita que forman la colonia perlítica, varía mucho con la historia metalúrgica del acero y su composición química. Cuando se trefila en frío y se observa al microscopio este agregado, con el aspecto de "musculatura fibrosa" donde cada fibra es una colonia perlítica estirada, se observan regiones de debilidad natural debidas a una rotura de las laminillas de cementita, bandas de cizalladura, que confieren a la propiedad macroscópica una debilidad a la tracción desviada. El resultado es la rotura en bisel como hemos explicado. Este problema se está estudiando actualmente en la Comisión de la F.I.P. "Aceros y Sistemas de pretensado".

SOLUCION

1. El acero al carbono eutectoide debería ajustarse por debajo de:

Carbono (C)	$\leq 0,80 \%$
Manganeso (Mn)	$\leq 0,70 \%$
Silicio (Si)	$\leq 0,30 \%$

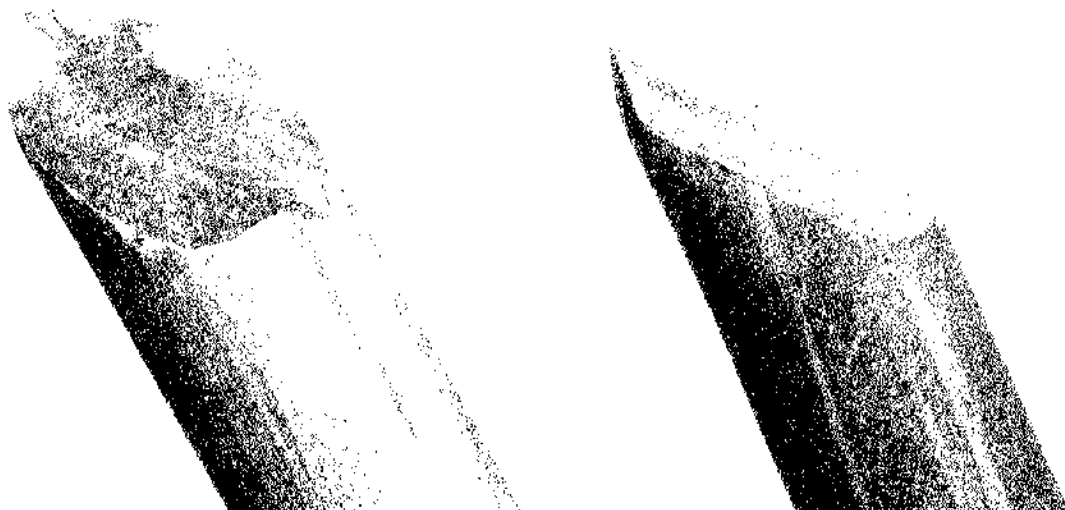


Foto 12. Obsérvese las huellas de presiones laterales.

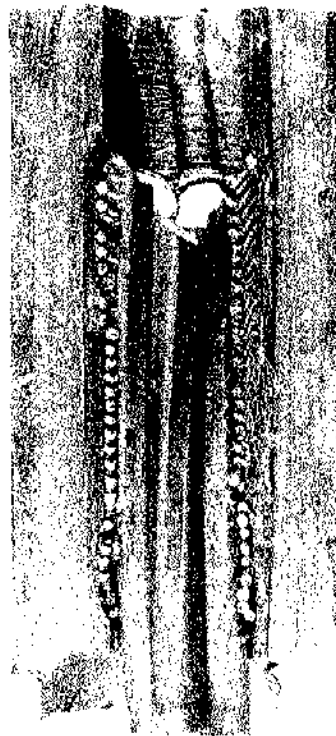
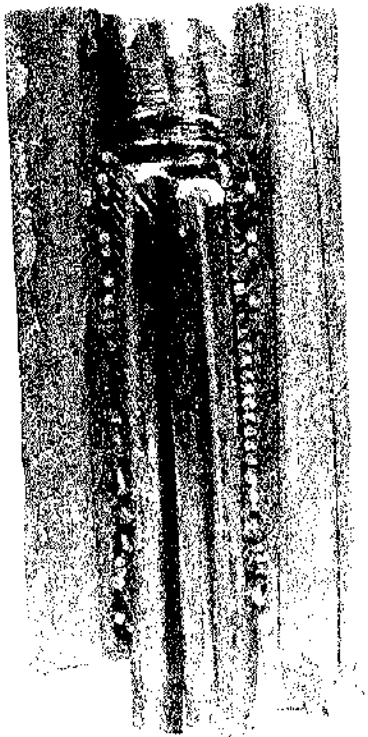
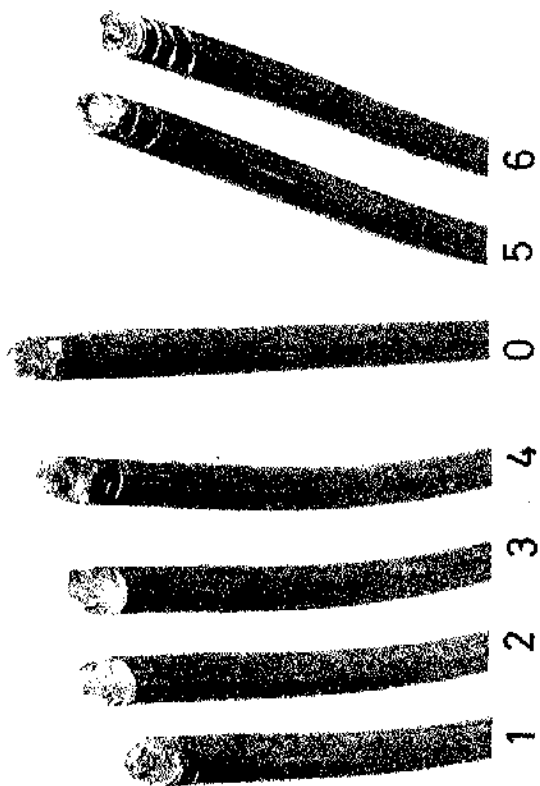


Foto 13. Cordón con las roturas y mitades del manguito.

2. El alambroón se someterá al tratamiento clásico de patentado en baño de plomo antes de trefilar.

3. En lo posible, hay que evitar un excesivo trefilado; pasar de 80 Kp/mm² a unos 200 Kp/mm² por deformación en frío, daña al material en su microestructura interna, elevando la sensibilidad a la rotura en bisel.

4. Asimismo evitar, a ser posible, en el sistema de pretensado, fuertes desviaciones en la linealidad de la carga que soporta el cordón.

5. Sensibilidad a la tracción desviada baja, inferior a 25 por ciento (Dato en estudio).

Problema núm. 3

Trozo de cordón entregado al Laboratorio Central, con un extremo cortado y el otro con todos los alambres rotos, (Fotografía 13). Estos casan perfectamente con los del interior del manguito cortado en dos mitades, (misma fotografía). Los alambres han roto todos aproximadamente al mismo nivel. Forma de rotura en bisel entre 40-50° con el eje del alambre. El manguito lleva un muelle, de aleación especial, entre los alambres de la capa exterior y el diámetro interior del manguito; además, obsérvese, como el muelle está roto en múltiples sitios, y desplazada una mitad con respecto a la otra. También son visibles marcas de presiones laterales entre los alambres. Cordón de 0,6 pulgadas (15,6 mm) procedente de la cabeza de la pila de un puente atirantado (Fotografía 14).

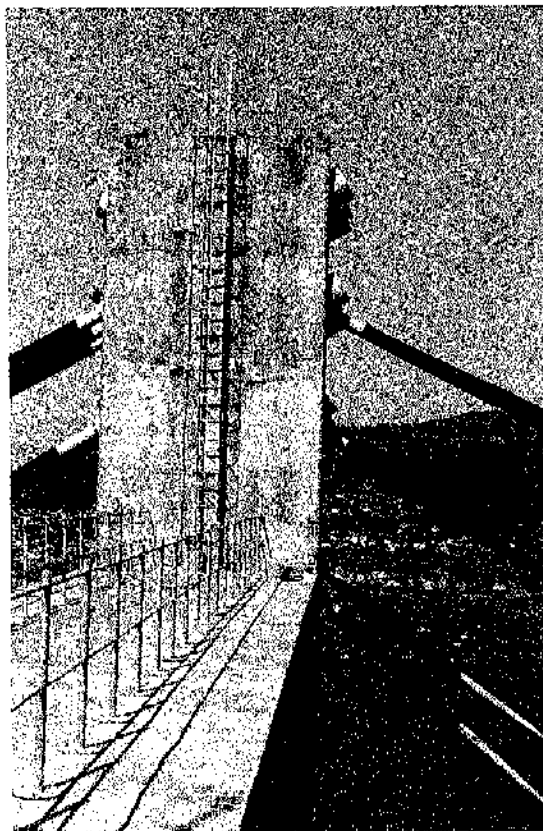
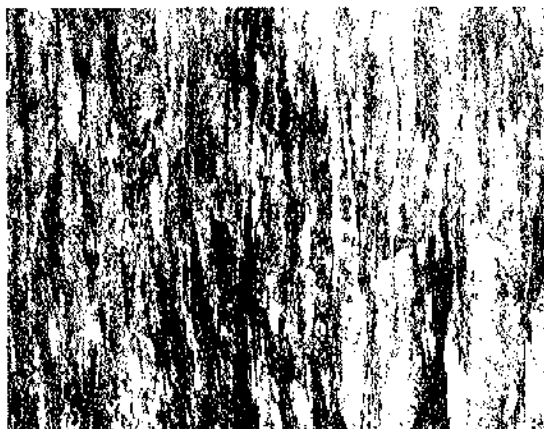
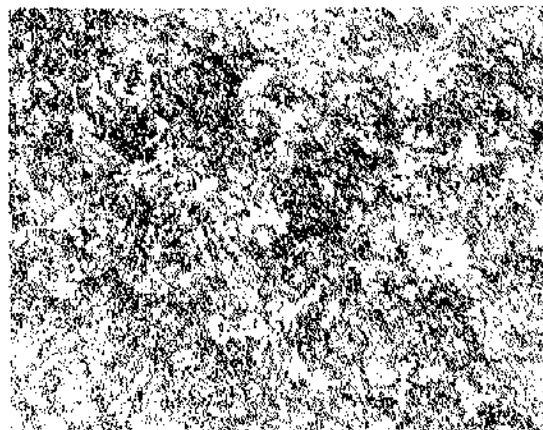


Foto 14. Situación del anclaje, en la cabeza de la pila.



Perlita fina deformada en frío. Aumento x 600. Corte longitudinal.



La misma. Corte transversal. Aumento x 600.

Foto 15. Microestructura del acero UNE: 36095/85.



Foto 16. Obsérvese el arranque de la grieta por la hendidura de la espira y la reducción de sección del alambre.

Tipo de acero. Ensayos químicos

Elementos	Cordón roto 0,6'' (15,6 mm)	
	Alma	Alambres capa extier.
Carbono (C) %	0,87	0,82
Manganeso (Mn) %	0,80	0,81
Silicio (Si) %	0,24	0,23
Azufre (S) %	0,019	0,020
Fósforo (P) %	0,025	0,025

Ensayos mecánicos

No se han podido hacer con este trozo de cordón. Según fabricante:

1. Sección del cordón 144 mm²
2. Límite elástico 0,2 % 25.000 Kp
3. Carga máxima 27.000 Kp

Ensayo metalográfico

La Fotografía 15, muestra la microestructura del acero de este cordón: perlita fuertemente deformada en la dirección del trefilado. Microestructura análoga a la descrita de los cordones anteriores. Por la composición química y microestructura, este acero se corresponde con la norma UNE: 36095/85.

Observación de defectos

Para identificar los alambres que componen el cordón se procedió a marcarlos con un número, según el siguiente orden, el alambre que hace de alma del cordón con el número "0" y cada uno de los restantes alambres que componen la capa exterior con 1, 2, 3, 4, 5 y 6, correlativamente a su posición en el cordón (Fotografía 13).

La observación detallada del conjunto de roturas (Fotografía 16) revela que todas ellas se han iniciado en las marcas dejadas por el muelle interior del manguito sobre el cordón y situadas aproximadamente al mismo nivel. La cabeza de rotura de los siete alambres presenta un bisel aproximadamente a 45° con el eje del cordón.

El diámetro exterior del cordón ha sido disminuido fuertemente con una muela de esmeril, como se puede observar en la fotografía 16, en tres de los alambres. En la misma fotografía puede apreciarse un detalle de la superficie.

La rotura del cordón en obra se debe a las grietas de cizalladura que existen en la parte de los alambres tapada por el manguito y que han sido

producidas por un proceso de extrusión defectuoso del mismo.

SOLUCION

1. Respecto al acero de pretensado, lo mismo que antes.
2. Dimensionar correctamente el diámetro interior del manguito antes de extrusionar, es decir, el conjunto formado por: muelle, diámetro interior manguito y diámetro del cordón.
3. El proceso de extrusión tiene que hacerse correctamente y con bastante grasa.
4. Eliminar cualquier intento de rebajar la sección del cordón.

Agradecimiento

El autor quiere expresar su agradecimiento a D. José M. Galligo, Director del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales por la autorización concedida para la publicación de estos trabajos; asimismo, a todos sus compañeros de trabajo que hayan podido colaborar, especialmente a las secciones de Ensayos Mecánicos y Química Inorgánica del Laboratorio. También a D. Florencio del Pozo, ex-director del mismo, por su confianza y constante apoyo para resolver estos problemas en obra, tan ajenos a la dinámica propia del Laboratorio, y a la vez tan apasionantes para cualquier espíritu crítico e inquieto.

RESUMEN

La normativa española sobre anclajes insta a los suministradores o fabricantes de los mismos a que los elementos que constituyen el anclaje deben someterse a un control de calidad riguroso. Nuestro propósito es mentalizar al ingeniero proyectista para que pida los correspondientes ensayos para comprobar sus características. Se exponen algunos problemas sobre anclajes estudiados en el Laboratorio Central; se analizan las causas de rotura y se dan las soluciones adecuadas a estos problemas.

SUMMARY

The Spanish standards for anchors urge the suppliers or manufacturers of this product to submit the elements of the anchors to a rigorous quality control. Our purpose is to achieve from the designer engineer that he asks for the necessary tests in order to check the characteristics of these elements. Several problems are exposed dealing with anchors which have been studied in the LABORATORIO CENTRAL of the CEDEX. The causes of failure are analyzed, and the suitable solutions to this problem are exposed.

Instrumentación del puente Fernando Reig sobre el río Barxell (1)

A. Manuel Floriano Abril

Ingeniero Técnico de Telecomunicación.

Sección de Análisis Experimental de Estructuras del Laboratorio GEOCISA

Luis Ortega Basagoiti

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Jefe del Departamento de Estructuras del Laboratorio GEOCISA

DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA OBRA

El puente está formado por un tablero atirantado de 273 m de luz. La pila, de la que cuelga el tablero mediante dos familias de diecinueve cables, consiste en un pórtico colocado transversalmente al eje del puente, y formado por dos pilares de 90 m de altura unidos por un dintel y un travesaño intermedio.

El tablero pasa entre los pilares por encima del travesaño, pero no apoya verticalmente, sino que cuelga de dos cables colocados en el plano central de la pila. Los cables se disponen en disposición de semi-abanico, formando dos planos paralelos en ambos costados del puente.

DESCRIPCIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN REALIZADA

La instrumentación descrita a continuación se desarrolló con el fin de realizar básicamente tres tipos de control:

- Control de movimientos.
- Control de deformaciones unitarias (tensiones, a través de los módulos de elasticidad de los materiales).
- Control térmico.

Control de movimientos

El control de movimientos se centró en la determinación de:

- Asentamientos en la cimentación de la pila principal.

- Movimientos de la pila.
- Movimientos del tablero.
- Movimientos relativos pila-tablero.

Para la determinación de asentamientos, así como para el control de movimientos verticales en el tablero, se realizaron nivelaciones mediante un nivel automático universal, con micrómetro de precisión y miras de invar.

Las nivelaciones en la zapata de la pila principal se llevaron a cabo utilizando un total de veinte puntos, materializándose éstos mediante tornillos metálicos anclados al terreno y debidamente protegidos. Los resultados obtenidos mediante estas nivelaciones arrojaron unos asentamientos del orden de 3 mm en uno de los fustes y de 3,7 mm en el otro, siendo debida esta diferencia al mayor rechazo experimentado en la hincada de pilotes en uno de los fustes.

Los resultados obtenidos estuvieron, no obstante, conformes en todo momento con los asentamientos teóricos previstos.

Por otra parte, las nivelaciones realizadas en el tablero llegaron a determinar movimientos verticales muy significativos, originados exclusivamente por efectos térmicos y principalmente en las fases avanzadas del voladizo.

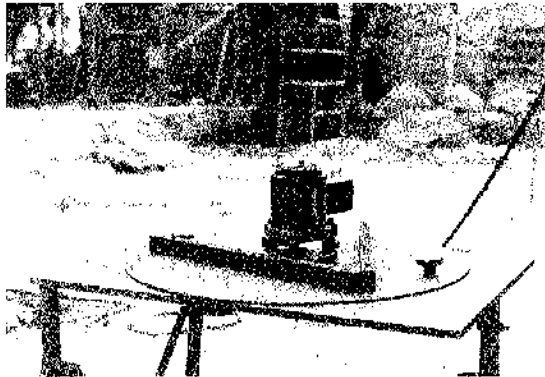
Los movimientos de la pila se controlaron mediante una plomada óptica, que permitía seguir la evolución de un elemento de puntería situado a la altura del travesaño.

El mismo procedimiento se propuso para obtener los desplazamientos horizontales en cabeza de pila, pero, tras comprobar la imposibilidad de obtener una visual vertical a lo largo de toda la pila, se decidió el uso de un distanciómetro por infrarrojos. Las medidas se hicieron sobre dos prismas de reflexión total situados en sendos hitos metálicos en el dintel de la pila.

El distanciómetro empleado era acoplado a un teodolito informatizado dotado de un terminal

(1) En esta misma Asamblea se presenta una comunicación, por parte del Equipo de la Dirección Técnica de esta obra, en la que se analizan los resultados obtenidos durante el montaje, por la instrumentación aquí descrita.

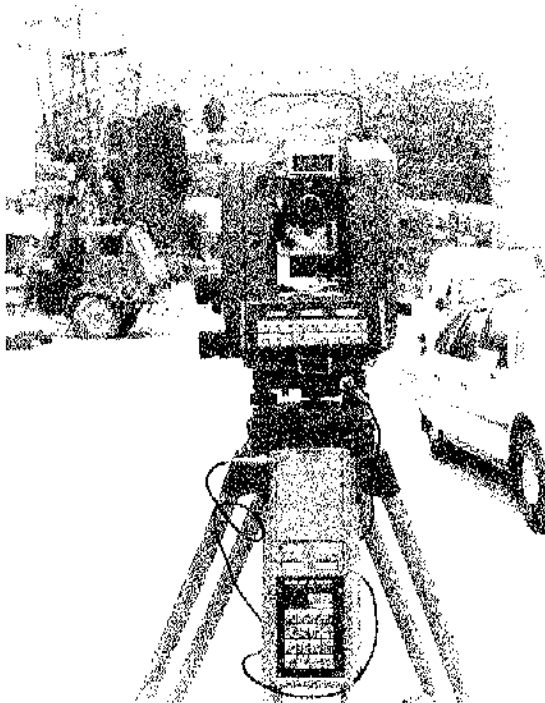
portátil de datos, convirtiéndose el conjunto en un taquímetro electrónico, en el cual, las mediciones, reducciones, cálculos y almacenamiento de datos se llevaban a cabo de forma automática.



Plomada óptica.

El máximo desplazamiento de la pila en el plano horizontal, detectado con la plomada óptica, fue de 8 mm en el sentido longitudinal, y de 1,5 mm en el transversal, medidos a la altura del tablero durante la fase de montaje del mismo.

Para la medida de movimientos relativos pila-tablero se emplearon cuatro flexímetros de reloj anclados a la pila y con su vástago incidiendo sobre una base solidaria al tablero. La apreciación obtenida con estos instrumentos era de una centésima de milímetro.



Teodólito informatizado.

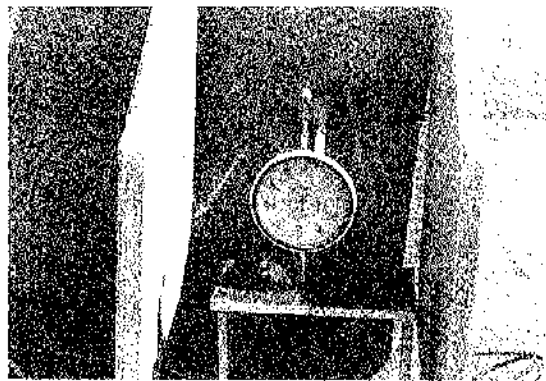
Durante la fase de ejecución del tablero, la pila y éste se mantuvieron bloqueados en el travesaño mediante unas cuñas que impedían el desplazamiento longitudinal del tablero. Igualmente, se evitaron los movimientos transversales mediante la colocación de neoprenos laterales entre pila y tablero. De esta forma, el único movimiento relativo no impedido entre ambos fue el vertical.

Entre las medidas realizadas cabe resaltar las obtenidas durante la fase de liberación de la vinculación inicial entre pila y tablero, necesaria durante el montaje de las primeras dovelas. Hasta ese momento se habían montado 29 m de tablero, y se habían tesado tres parejas de tirantes. Estas operaciones se habían desarrollado con la parte central del tablero empotrada sobre el travesaño de la pila con ayuda de ocho cuñas. Llegados a este punto había que retirar dichas cuñas y dejar el tablero suspendido de los seis tirantes ya colocados.

Los resultados obtenidos al final de la fase de suspensión fueron de 22,2 mm y 21,6 mm de desenso del tablero en cada lateral, frente a 22,3 mm previstos teóricamente, garantizándose de esta forma la perfecta realización de la operación.

En general, durante cada fase del montaje, se observó que los movimientos obtenidos se repetían periódicamente en su componente cualitativa, y de forma amortiguada en la cuantitativa.

Estos flexímetros se utilizaron también para obtener el desplazamiento en sentido longitudinal cuando se procedió a desbloquear la pila y el tablero, una vez apoyado éste en el estribo. Para ello se utilizó la base donde apoyaba el vástago del reloj comparador, como elemento fijo en el tablero, y el propio vástago como elemento trazador relativo.



Flexímetro.

Como consecuencia de esta operación se detectaron unos desplazamientos, debidos a la flexión de la pila central, de 49 y 46 mm a la altura del travesaño, frente a los 43 mm esperados.

Control de deformaciones unitarias

Este era uno de los parámetros cuyo conocimiento resultaba prácticamente fundamental, pues nos establecía los esfuerzos en distintas zonas bajo determinadas solicitaciones.

La instrumentación para la medida de deformaciones se centró en la pila principal, tirantes, dovelas y tablero.

El control de las deformaciones en la pila principal se realizaba en la base, midiendo el mismo parámetro mediante bandas extensométricas y cuerdas vibrantes.

Las bandas extensométricas, como es sabido, consisten en un elemento resistivo, en forma de parrilla, depositado sobre un sustrato plástico. La variación de su resistencia óhmica es proporcional al incremento de longitud en la dirección de su eje principal; por tanto, la deformación experimentada por un elemento estructural podrá ser conocida a través de la variación de resistencia de una banda extensométrica debidamente pegada a él.

Las bandas (strain-gauges) empleadas tenían una longitud de 6 mm y una resistencia nominal de 120 óhmios. Para apreciar las variaciones de su resistencia se empleaba una configuración similar al Puente de Wheatstone, a cuarto de puente y a tres hilos, para compensación de la longitud del cable empleado.

En base de pila se colocaron ocho strain-gauges, ubicados en el redondo central de la armadura de cada una de las caras de ambos fustes.

Los sensores de cuerda vibrante estaban constituidos por un alambre alojado en el interior de un tubo de acero inoxidable, siendo fijados sus extremos a sendos postes de sujeción. Si excitamos el alambre mediante un campo magnético, la frecuencia de vibración de éste será proporcional a su longitud, lo que nos determinará la deformación de un elemento si, por diversos métodos, lo hacemos solidarios.

Las ocho cuerdas vibrantes que se colocaron en base de pila estaban alojadas en barras testigos de ϕ 20 mm, paralelas a la armadura principal, y con una disposición similar a las bandas extensométricas.

Con respecto a los cables, cabe destacar los ensayos que previamente fueron realizados con el fin de determinar el módulo de elasticidad de los torones, teniendo en cuenta las condiciones reales a las que iba a estar sometido, obteniéndose un módulo de $1.930.000 \text{ Kg/cm}^2$, para el torón formado por siete alambres.

La fiabilidad de las medidas de extensometría en los tirantes, así como la gran uniformidad de

comportamiento de los strain-gauges empleados, aconsejaron modificar el proyecto original, que contemplaba la instrumentación masiva de un número reducido de tirantes. De esta forma se acordó instrumentar un gran número de tirantes, pero con menos bandas extensométricas en cada uno, limitación ésta dada por el número máximo de doscientos canales de extensometría disponibles, dedicándose ciento cuarenta y ocho de éstos a tirantes.

Las figuras 1a y 1b recogen la evolución de dos tirantes simétricos respecto a la pila, que, como cabía esperar, reflejan un comportamiento opuesto en cada una de las fases de montaje observadas.

Igualmente, se instrumentaron cuatro parejas de cables del atirantamiento provisional, realizado mediante un anclaje del tablero al terreno. Las medidas realizadas de forma continuada en estos cables mostraron variaciones importantes de tensión debidas a efectos térmicos sobre la estructura, aun en épocas relativamente frías.

Como medidas complementarias, en los cables de atirantamiento provisional se hicieron pruebas dinámicas mediante una excitación en base a un impacto mecánico, tendentes a establecer la tensión a la que estaban sometidos, a través de la determinación experimental de su frecuencia propia de vibración.

Las figuras 2a y 2b recogen los resultados obtenidos en uno de los cables mediante estas pruebas dinámicas.

Las figuras 3a y 3b muestran el estado de carga de los tirantes tras sendos retesados en distintas fases de montaje.

La instrumentación llevada a cabo en las dovelas se hacía mediante cuatro strain-gauges, distribuidos en las fibras superior e inferior, así como en los laterales centrales de la armadura exterior, y de dos cuerdas vibrantes superficiales, que se colocaron en la fibra superior e inferior interiores de cada una de las dovelas instrumentadas.

Control térmico

Otro parámetro fundamental que hay que medir, especialmente en controles de larga duración, es la temperatura, tanto la ambiental como la propia de los materiales.

Un efecto observado en estructuras de hormigón armado es el de la aparición de tensiones internas, debidas a los gradientes térmicos, soleamientos diferenciales e hiperestatismo de la estructura. Estas tensiones enmascaran parcialmente las producidas por efectos mecánicos, por lo que se hace necesario elaborar un criterio de eliminación de estas tensiones de origen térmico,

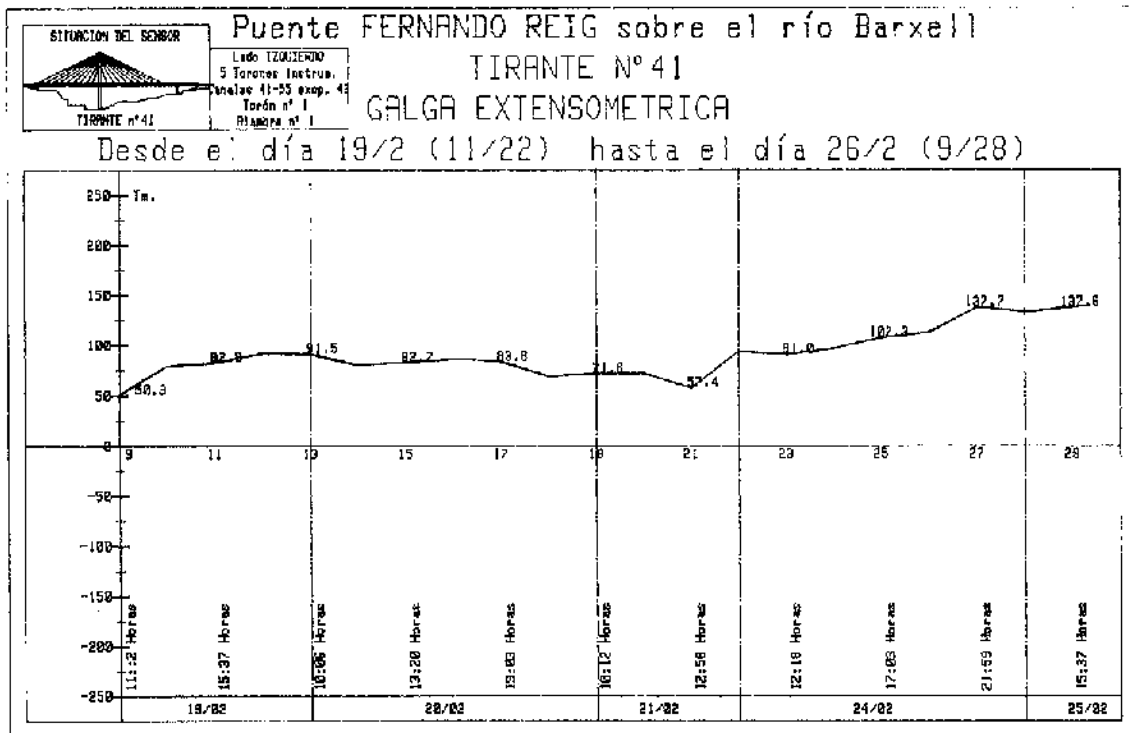


Fig. 1a.

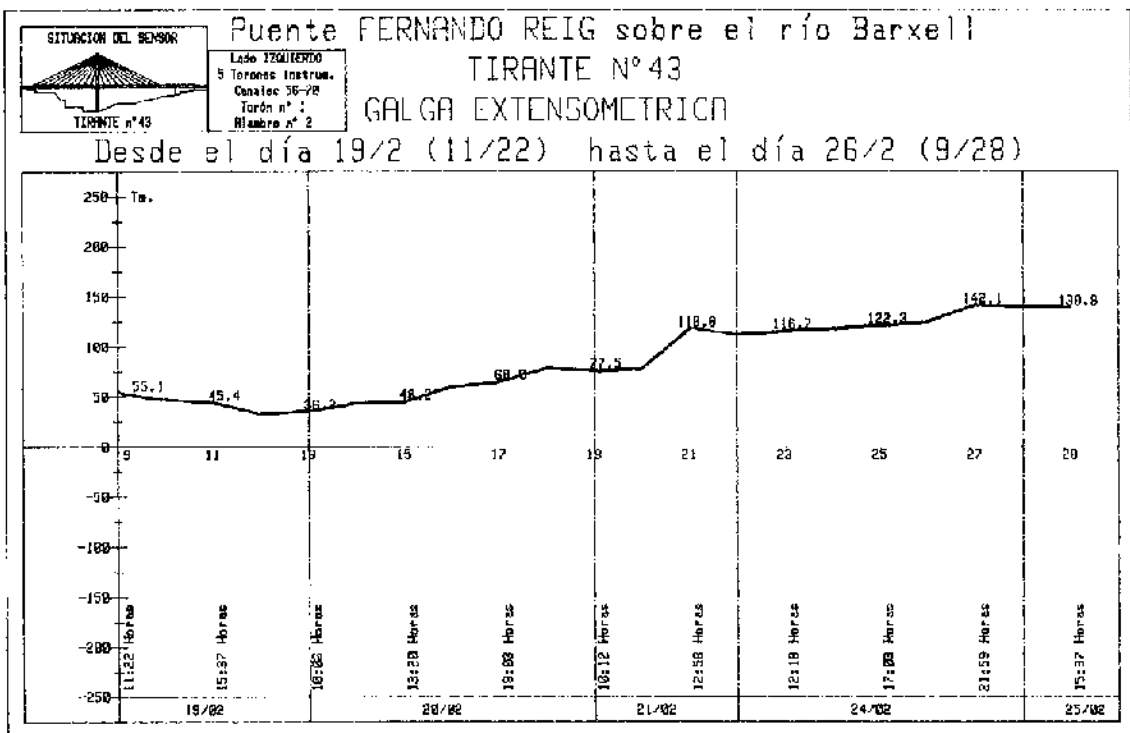


Fig. 1b.

con el fin de poder interpretar correctamente los resultados obtenidos mediante la instrumentación.

Otro aspecto que hace fundamental el control térmico radica en las correcciones que son nece-

sarias en las operaciones de tesado de los tirantes, en función de las temperaturas medias de la pila, dovelas, tirantes y losa, así como del gradiente térmico que exista en el momento del tesado entre las caras de la pila y de las dovelas.

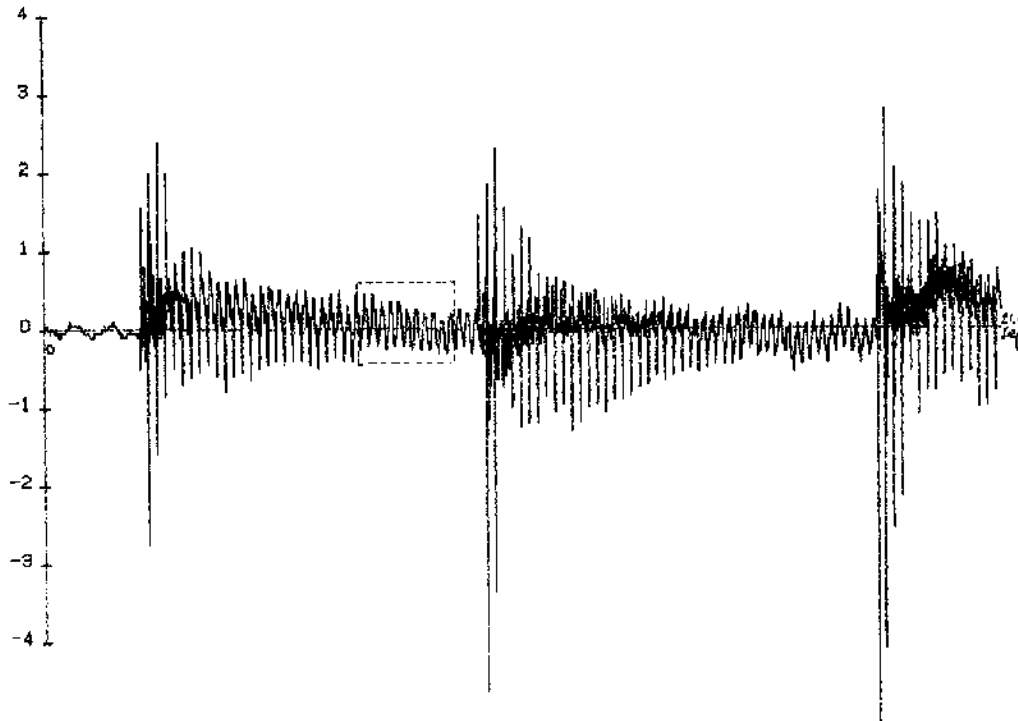


Fig. 2a. Prueba 4, 28 Mayo 11 h. Tirante 54, Fuste 1. Canal 12 (Torón 3).

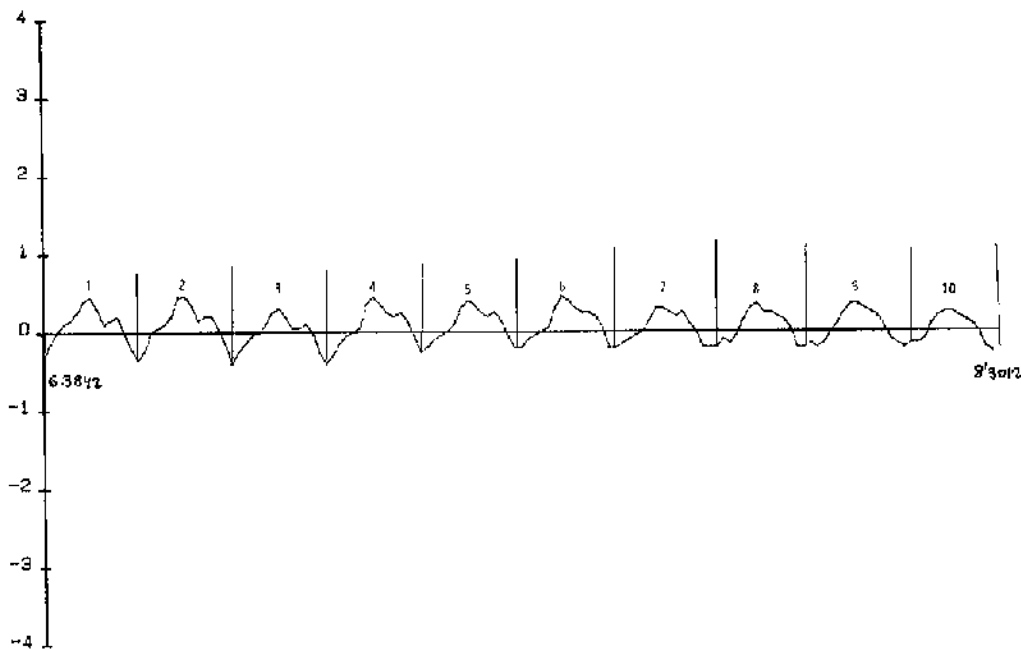


Fig. 2b. Tirante 54, Fuste 1, Canal 12 (Torón 3) $f = 5,21 \text{ Hz}$, 36,4 t.

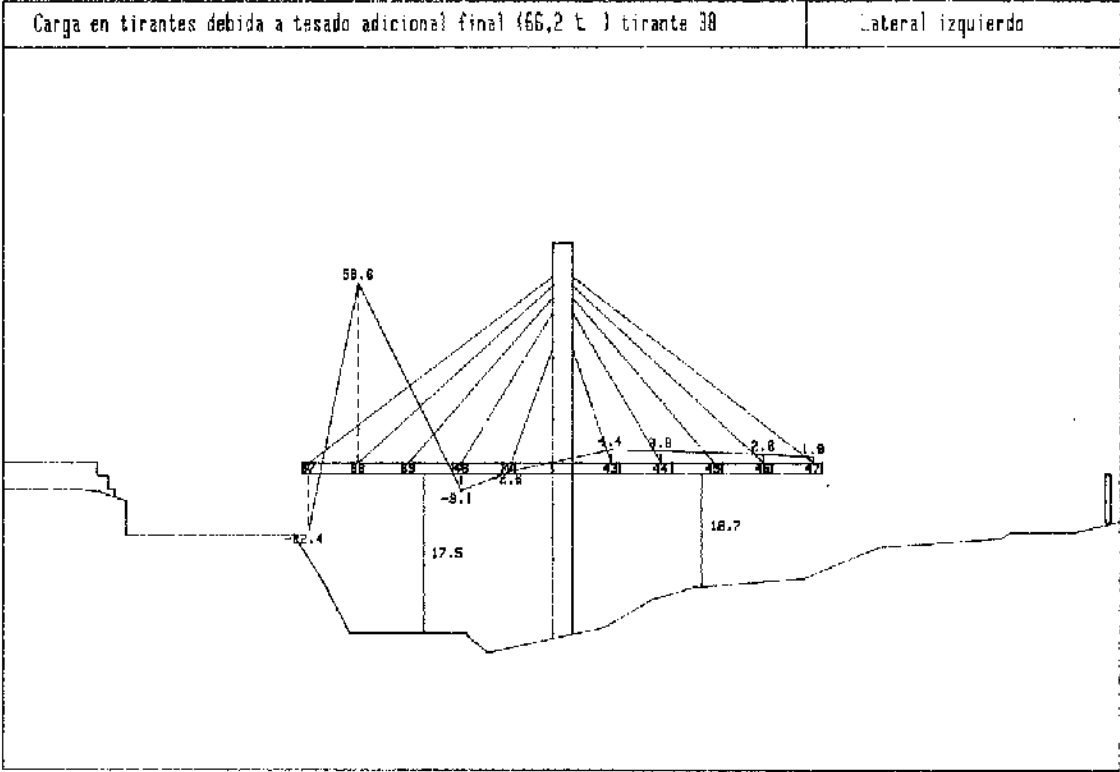


Fig. 3a.

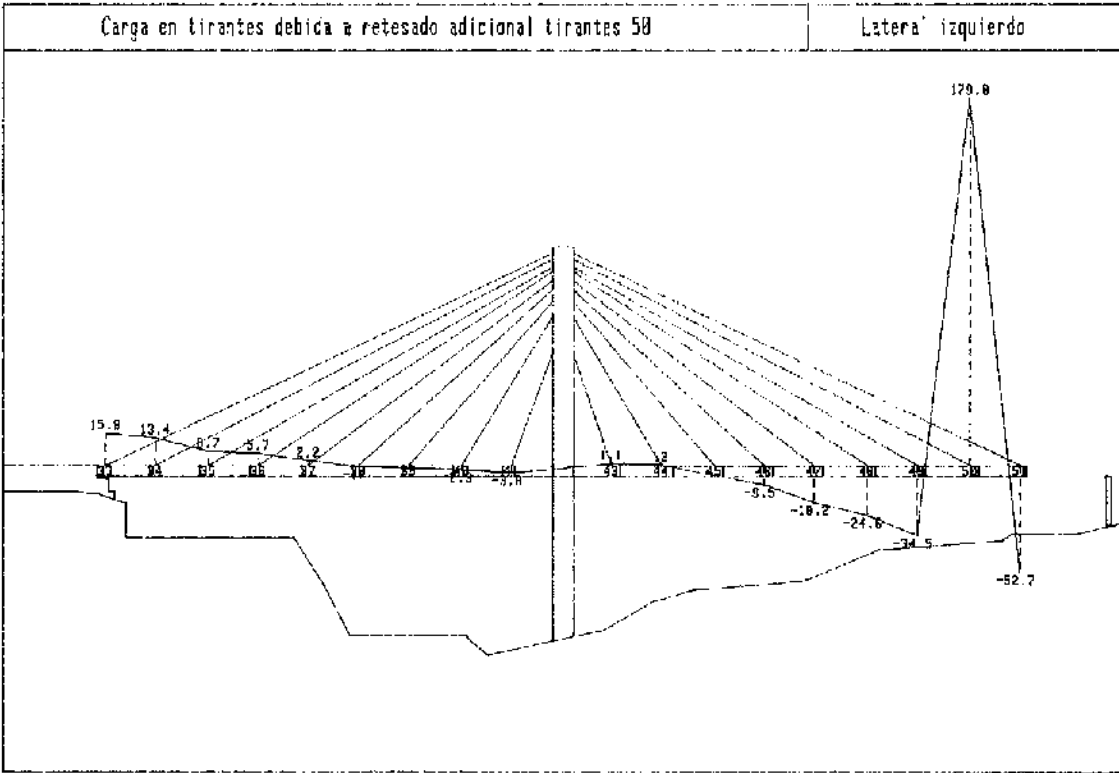


Fig. 3b.

La instrumentación para la medida de la temperatura estaba basada en sensores de estado sólido, consistentes en un circuito integrado que, al ser adecuadamente alimentado, generaba una corriente eléctrica proporcional a la temperatura a la que estaba sometido. Estos sensores eran alojados en una cápsula metálica y debidamente sellados, con el fin de garantizar la necesaria estanquidad.

Se optó por este tipo de sensores, frente a otros más tradicionales, como puedan ser los termopares, teniendo en cuenta las ventajas que presentaban: inexistencia de pérdidas a lo largo del tendido del cable, no generación de fuerzas electromotrices debidas a gradientes térmicos, gran linealidad en la respuesta y bajo coste comparativo.

La instrumentación de la pila se realizó con un total de cuarenta y dos sensores de temperatura, distribuidos en tres secciones: base, sección media y cabeza de pila.

En base de pila, con una sección rectangular hueca, se colocaron ocho sensores en la parte externa de la armadura de cada una de las caras de ambos fustes.

En las figuras 4a y 4b se puede apreciar la variación de temperatura experimentada en una de las caras de la pila, así como el efecto producido en el acero, exclusivamente debido a este efecto térmico.

En sección media de pila, a la altura del tablero, y con una sección análoga a la anterior, se dispusieron ocho sensores de temperatura de forma similar, así como otros tantos en las caras internas de la sección.

En cabeza de pila se colocaron dieciocho sensores. Como la sección en esta altura era maciza, para su instrumentación se utilizó una distribución en cruz, según las direcciones principales de la sección.

De esta forma se podían obtener las temperaturas medias en las distintas secciones de la pila, así como los gradientes entre las distintas caras.

Como comprobación del correcto funcionamiento de los sensores de estado sólido fueron colocados, en base de pila y durante las primeras fases de ejecución de la obra, unos termopares de cromo-alumel, simultaneándose la lectura de ambos sensores.

Entre los resultados obtenidos cabe destacar que las diferencias observadas eran máximas entre caras externas (del orden de 10° en épocas estivales) y mínimas entre las internas. Por tanto, el amortiguamiento de las variaciones de temperatura en el espesor de la sección de la pila era muy acusado, y la temperatura en el interior del hormigón prácticamente estable.

Para medir la temperatura de los tirantes se alojaron, en el interior de la vaina de los mismos, un total de doce sensores. En la medida de lo posible se intentó que la distribución de estos sensores a lo largo del perímetro de la vaina fuera homogénea, con el fin de evitar efectos de solcamientos diferenciales.

En las figuras 5a y 5b se puede apreciar la evolución de la temperatura en un tirante, así como la tensión en uno de sus cables, siendo su pequeña variación debida a efectos hiperestáticos de soledamiento de la estructura, ya que la deformación térmica del cable se hallaba apenas impedida, como consecuencia de la flexibilidad frente a movimientos verticales en el tablero, durante las fases de voladizo.

Igualmente, se colocaron cuatro sensores de temperatura en la fibra superior de la losa de hormigón, con el fin de obtener la temperatura media en el tablero.

En las dovelas se ubicaron un total de cincuenta y seis sensores de temperatura en los ejes principales de la sección, coincidiendo con los sensores de deformación unitaria. En algunas dovelas se instrumentaron, tanto las caras externas como las internas, siendo este gradiente de temperatura uno de los datos que más pesaban a la hora de decidir las correcciones por temperatura del tesado de los tirantes.

EQUIPOS DE MEDIDA

La medida de tal cantidad de sensores, así como el necesario tratamiento posterior de la información recogida, hacía necesaria la informatización de la adquisición de datos.

Para la medida de strain-gauges se utilizó una unidad de adquisición, "Data-Logger", que, junto a una unidad de extensión al efecto, proporcionaba una capacidad de cien canales de extensometría.

El control de este Data-Logger era realizado por un ordenador de 16 bits, con una capacidad de 800 Kbytes. Las medidas realizadas, con o sin intervención de operador, eran almacenadas en disquette para su posterior recuperación en forma de listados o distintos tipos de gráficos, obtenidos mediante plotter.

El equipo empleado para la medida de sensores de cuerda vibrante y de temperatura fue íntegramente desarrollado por GEOCISA. Estaba compuesto por una unidad de excitación, cuyo cometido era suministrar la alimentación necesaria a los sensores; una unidad de multiplexado analógico, y una unidad de conversión analógico-digital.

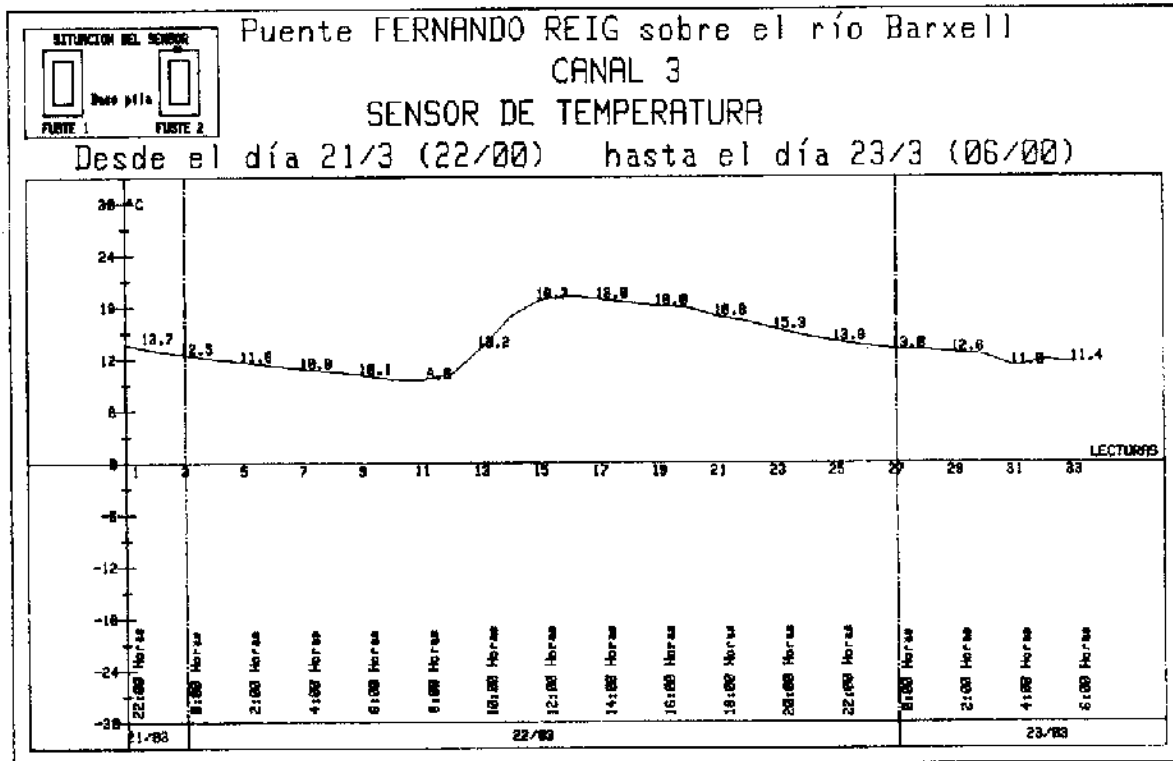


Fig. 4a.

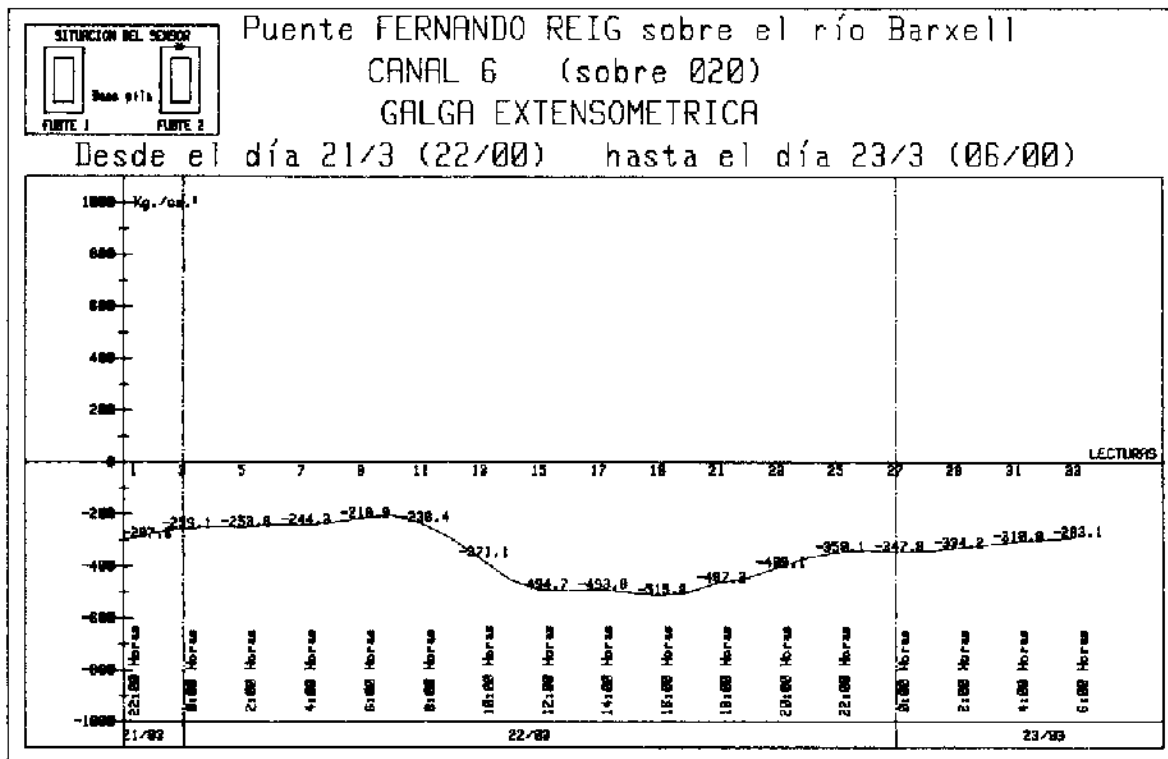


Fig. 4b.

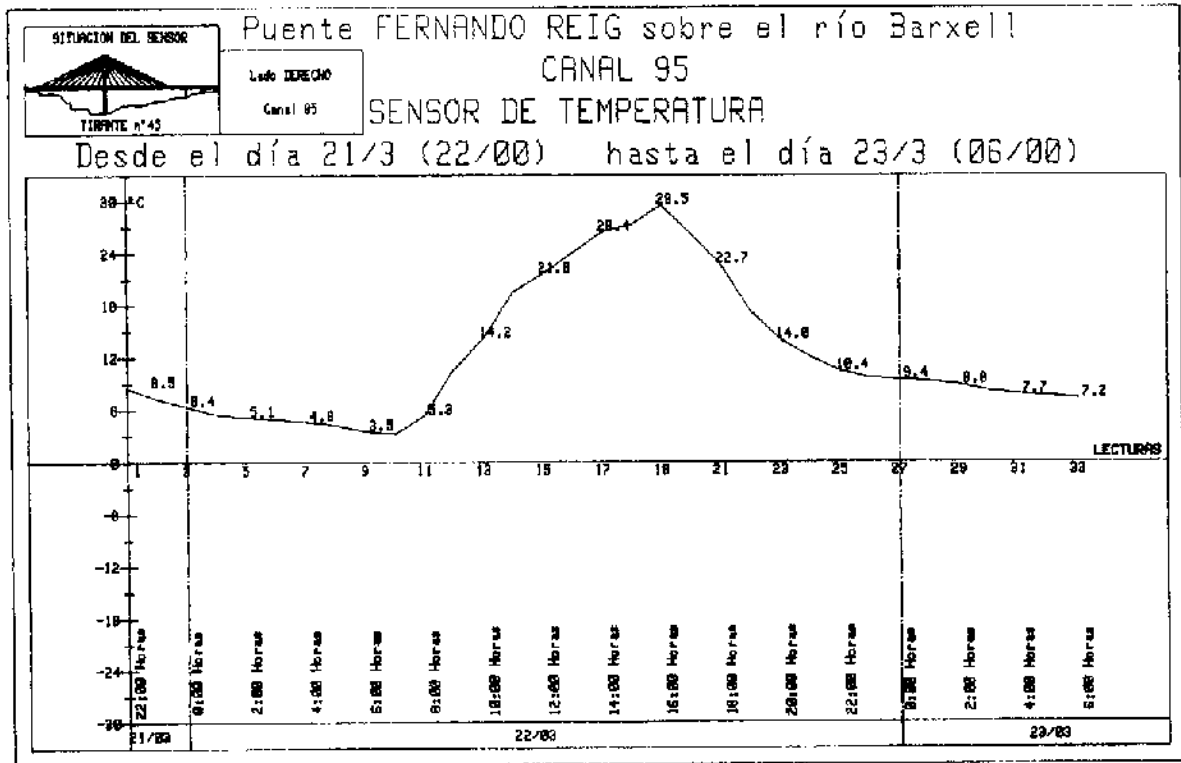


Fig. 5a.

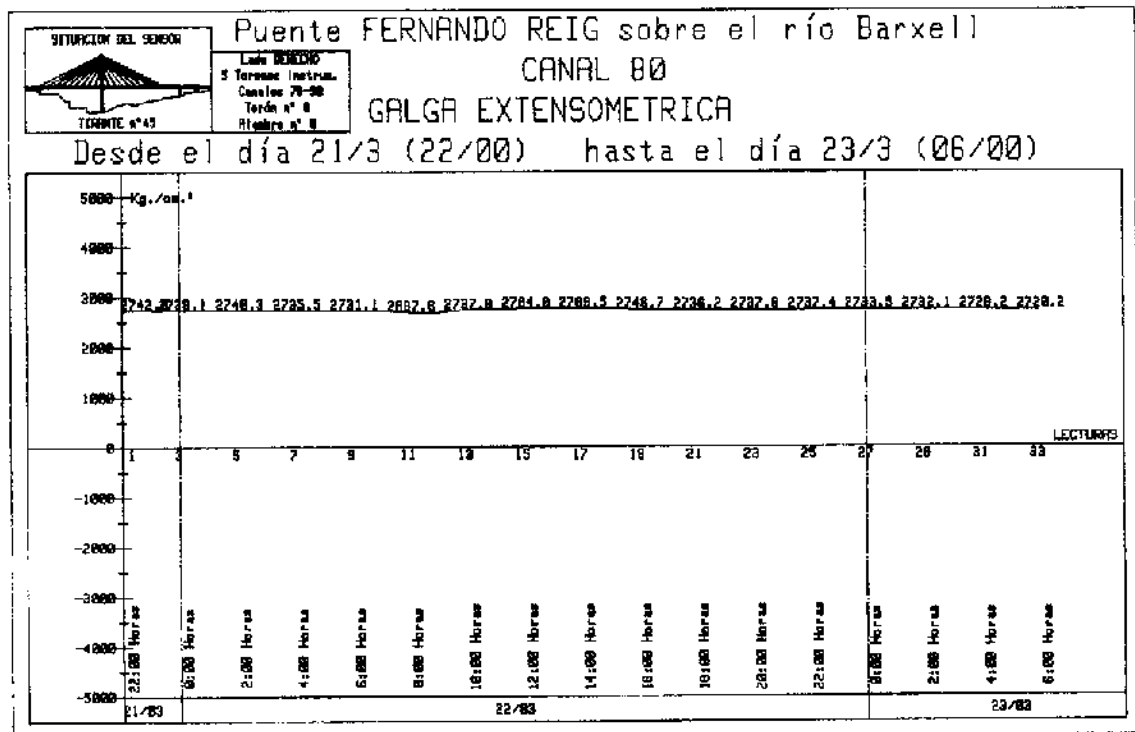
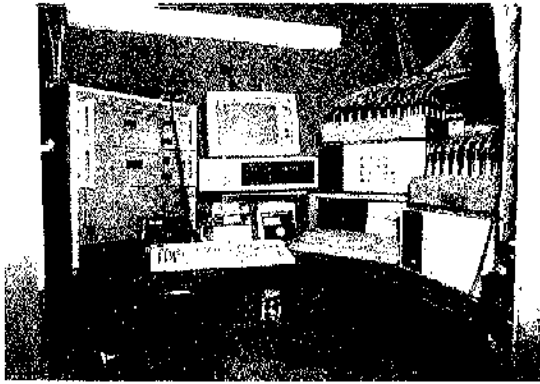


Fig. 5b.



Disposición de equipos de medida en el interior de la pila.

Este equipo de medida podía ser operado, tanto en forma local como remota, siendo para ello controlado por un ordenador personal de amplia difusión, con una configuración de 128 Kbytes. Los datos medidos eran igualmente grabados en diskette para su posterior tratamiento.

Con el fin de centralizar las medidas de los distintos sensores en un único ordenador, se procedía, durante los tiempos de espera entre medidas, a realizar una transmisión de datos entre ambos, vía RS-232.

La ubicación de los equipos se realizó en la sección media de la pila, a la altura del tablero, debiendo ser acondicionado previamente este pequeño espacio, con el fin de mantener unas condiciones térmicas constantes, para el adecuado funcionamiento de los equipos.

OTROS CONTROLES REALIZADOS

Otro de los controles que se realizaron fue la determinación de la pérdida de carga de los tirantes debida a rozamiento interno de los cables. Para ello se instrumentó uno de los tirantes con ocho strain-gauges, cuatro de los cuales estaban colocados en la parte superior, junto a la mazalota activa, y el resto en la parte inferior, junto a la mazalota pasiva. Mediante el seguimiento de las distintas medidas realizadas se pudo comprobar que la diferencia entre uno y otro grupo de sensores resultaba prácticamente despreciable.

Otros controles llevados a cabo, en los que no vamos a extendernos, al salirse del ámbito de este artículo, fueron los referentes a los parámetros de los materiales empleados:

- Peso de las dovelas y demás elementos prefabricados.
- Módulo de elasticidad de los cables.
- Ensayo a fatiga de los cables.
- Módulo de elasticidad de los hormigones.
- Resistencia a compresión de los hormigones.

AGRADECIMIENTOS

Los autores de este artículo desean dejar constancia de su agradecimiento a las siguientes entidades y particulares:

D. Andrés Fuster Morera y D. Manuel Arenas de los Mártires, por parte del M.O.P.U.

- D. José A. Fernández Ordóñez, D. Julio Martínez Calzón, D. Francisco Millanes Matos, D. Angel Ortiz Bonet y D. Francisco J. Marco Ventura, por parte de la Dirección Técnica de la Obra.

- D. Javier Asencio Marchante, D. José Maciá Casas y D. Jesús E. Fernández Díez, por parte de DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.

Asimismo desean agradecer el entusiasmo prestado por parte de D. Manuel Vázquez Toribio, D. José M^a Conde-Salazar Gómez, D. José Carlos Valenciano Velázquez y D. Luis Revenga Rubalcaba, sin cuya labor no hubiera podido llevarse a cabo este trabajo; y en especial, a D. Jesús Fernández Robles, su inestimable ayuda en la realización de esta comunicación.

RESUMEN

En este artículo se describe la instrumentación realizada en el Puente Fernando Reig sobre el río Barxell, en Alcoy (Alicante), con el fin de llevar a cabo el control y seguimiento de la obra, así como las posteriores pruebas de carga.

SUMMARY

This paper shows the instrumentation used in the "Fernando Reig" bridge, in Alcoy (Alicante), for monitoring its structure during the building and its subsequent load test.

The "Fernando Reig" bridge is a cable stayed structure, largely built from precast concrete. It has a 90 m high central support tower and a total span of 273 m.

Controls of movements, strains and temperatures were carried out.

Steel strains were measured by 200 strain-gauges, distributed among the stay cable strands and the reinforcing bars of the deck sections and support tower basement.

For movement measurements, mechanical and optical tools were utilized.

Thermal changes were checked up by means of 113 solid state gauges distributed among stay cables, deck sections and central support tower.

Estudio de la evolución de la respuesta hasta la rotura de tableros de puentes de hormigón pretensado de planta curva o esviada

Angel López Rodríguez y
Angel C. Aparicio Bengoechea
Dres. Ingenieros de Caminos, C. y P.

Cátedra de Puentes, E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Barcelona

1. INTRODUCCION

Los estudios de viabilidad de muchos proyectos de carretera exigen plantear tableros de puente de planta curva o esviada. Esta circunstancia es aún más frecuente en el trazado de las actuales vías rápidas urbanas.

La respuesta estructural de estos puentes viene condicionada fuertemente por dos factores: la geometría en planta y la tipología de la sección transversal. A menudo, estos tableros se componen longitudinalmente de una viga continua sobre pilas intermedias que pueden coaccionar, o no, el giro de torsión en la sección de apoyo. La sección transversal se resuelve, con elegancia, mediante un cajón o una losa; ambas tipologías permiten ofrecer un intradós agradable, se acomodan bien al trazado, incluso en los enlaces, y, desde el punto de vista resistente, poseen una deseable rigidez a torsión.

En ambos tipos de tableros se observa un comportamiento resistente común, que los diferencia de los puentes de planta recta: Los momentos flectores y torsores están acoplados. Ello significa, a efectos prácticos, que flector y torsor no pueden determinarse por separado, dependiendo su magnitud, entre otros factores, de la relación de rigideces a flexión y torsión EI/GJ .

En puentes pretensados de planta esviada o curva, sobre apoyos puntuales, existen, incluso a nivel de cargas permanentes, torsores importantes. A nivel de cargas de servicio, los momentos torsores, en determinadas hipótesis de carga, pueden ser enormes. En cualquier caso, el pretensado longitudinal diseñado no suele ser suficiente para evitar una fisuración de torsión. Puede emplearse pretensado transversal para prevenir la formación de fisuras a nivel de cargas de servicio; pero, si las

acciones aumentan por encima de ese nivel, la fisuración será inevitable. Del abundante trabajo experimental disponible, se puede concluir que la fisuración, parcial o total, de una sección de hormigón pretensado, solicitada por esfuerzos combinados de flexión y torsión, ocasiona una disminución importante de su rigidez inicial. Como norma general, esta pérdida es proporcionalmente mayor en la rigidez a torsión que en la rigidez a flexión, por lo que la relación de rigideces crecerá progresivamente al aumentar la fisuración.

Por lo anteriormente expuesto, cabe esperar que, al estudiar la evolución de la respuesta hasta la rotura de un puente de planta curva o esviada de hormigón pretensado, se obtendrá un comportamiento marcadamente no lineal a partir de fisuración, que tenderá, en principio, a descargar los momentos torsores en unas secciones y a incrementar, en contrapartida, los flectores en otras. En consecuencia, esta redistribución de esfuerzos, difícilmente previsible mediante un análisis lineal, puede afectar gravemente a la seguridad de este tipo de tableros, Fig. 1.

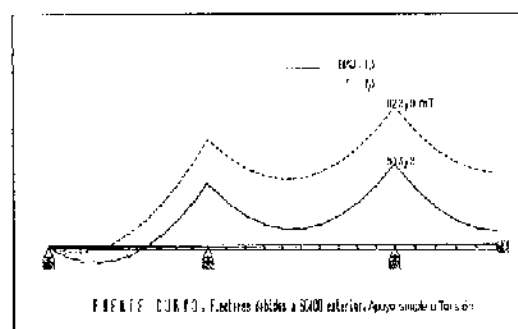


Fig. 1. Leyes de momentos flectores en un puente de planta curva, apoyado a torsión en sus pilas intermedias, cuando actúa sobre la mitad exterior del tablero una carga uniforme.

Los modelos de análisis no lineal, por el material, de estructuras de hormigón pretensado han evolucionado rápidamente en las últimas décadas. Es posible, hoy por hoy, conocer con gran precisión la seguridad a rotura frente a tensiones normales de muchos tipos de estructuras, A.C. APARICIO, J.R. CASAS (1986) [1]. Recientemente, en A. LOPEZ (1987) [2], se ha desarrollado un modelo apto para el análisis de estructuras de hormigón pretensado formadas por elementos lineales, tipo viga, que simula adecuadamente el comportamiento resistente, incluso cuando las sollicitaciones normales (axil, flectores) se interaccionan con sollicitaciones tangentes (cortantes, torsor), A. LOPEZ (1987) [3].

El objeto del presente trabajo es cuantificar los fenómenos descritos para un puente esviado y un puente curvo, en concreto, utilizando para su análisis el modelo anteriormente referenciado.

2. PUENTE ESVIADO

2.1. Descripción del puente

La estructura que se propone estudiar es un puente esviado de sección cajón cuya geometría viene definida en J.J. ARENAS (1974) [4]. Esencialmente se trata de un tablero, de 9,00 m de ancho, con un ángulo de esviaje de $36,5^\circ$ y una luz de cálculo de 43,5 m. La sección transversal tipo es un cajón monocelular convencional de 2,10 m de canto. En la figura 2 se reproduce parte de los planos originales.

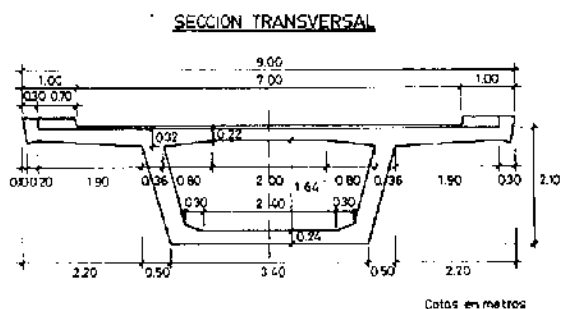


Fig. 2. Geometría de la sección transversal tipo. J.J. ARENAS (1974).

En el artículo referenciado no se mencionan datos relativos a cuantías de acero; por ello se procede a dimensionar las armaduras activas y pasivas del siguiente modo:

a.- Se obtiene, mediante un análisis elástico lineal, el momento flector en centro luz generado por las siguientes acciones: el peso propio (1680 m.t.), la carga permanente (280 m.t.), la sobrecarga de 400 Kg/m^2 en toda la plataforma (550 m.t.), la carga puntual de 60 t en centro de vano (490

m.t.) y una estimación del hiperestático de pretensado (600 m.t.). Definido un trazado parabólico de pretensado, con excentricidad nula en la sección de apoyos, y máxima (0,68 m) en la sección central, se dimensiona la fuerza de pretensado (2900 t) para que no aparezcan tracciones en ninguna de ellas. Admitiendo una tensión permanente en los tendones de 90 Kg/mm^2 se precisa un área total de 320 cm^2 (p.e. 6 tendones 37T15). Los tendones resultantes se disponen en dos familias, una por alma, decaladas de acuerdo con el esviaje.

b. Del análisis estructural anterior se obtienen también los momentos torsores en el puente para las acciones mencionadas; sus valores son respectivamente: 680 m.t., 110 m.t., 220 m.t., 180 m.t. y 400 m.t. Mayorando los esfuerzos debidos a cargas exteriores resulta un torsor de diseño de 1500 m.t., lo cual obliga a disponer $27 \text{ cm}^2/\text{m}$ de acero AE42N longitudinal y transversal.

c.- Considerando la misma combinación de cargas, se determina un cortante reducido de diseño de 430 t en secciones próximas a los estribos. Para resistir este esfuerzo se necesitan $31 \text{ cm}^2/\text{m}$ de acero AE42N longitudinal y transversal por alma. Si se suman las cuantías debidas a torsión y a cortante, es razonable colocar $60 \text{ cm}^2/\text{m}$ en apoyos, $40 \text{ cm}^2/\text{m}$ en el tercio central del vano y variar linealmente la cuantía en el resto.

2.2. Discretización del puente

Se pretende llevar hasta la rotura, el presente puente esviado, por incrementos sucesivos de la sobrecarga de 400 Kg/m^2 extendida a toda la plataforma. Dado que, tanto la estructura como las cargas aplicadas, son simétricas respecto a centro luz, es lícito estudiar sólo la mitad del tablero.

a. Geometría de la estructura.

Se considera suficiente emplear tres barras de 7,25 m de longitud y definir en cada una de ellas sus secciones extremas. Para representar adecuadamente las condiciones de apoyo, los ejes locales del nudo en el estribo se refieren a los ejes globales mediante un ángulo de $53,5^\circ$ y se coacciona su giro y su movimiento vertical. En el corte por centro de vano se asegura la condición de simetría impidiendo los giros del nudo correspondiente.

b.- Materiales.

A falta de datos de proyecto más precisos, se suponen las siguientes propiedades mecánicas de los materiales:

Hormigón:

$$f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2; f_t = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{co} = 0,002; \epsilon_{cu} = 0,003$$

$$E_{co} = 0,38 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero pasivo:

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2; \text{Dureza natural}$$

$$\epsilon_{su} = 0,01$$

$$E_s = 2,0 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero de pretensado:

$$f_{py} = 17000 \text{ Kg/cm}^2; \text{Estrado en frío}$$

$$\epsilon_{pu} = 0,01$$

$$E_p = 2,0 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

c.- Definición de las secciones.

En la discretización de la sección transversal se utilizan ocho paneles, con dos puntos de integración por panel. Las dimensiones, espesores y situación de los mismos pueden verse en el croquis de la figura 3.

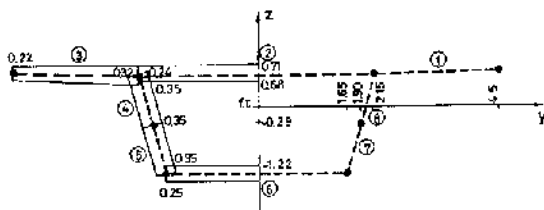


Fig. 3. Discretización en paneles, de la sección transversal definida en la figura 2.

Las cuantías de acero longitudinal y transversal para las almas ya han sido definidas en 2.1. En las tablas inferior y superior se adoptan $40 \text{ cm}^2/\text{m}$ de armadura longitudinal y $48 \text{ cm}^2/\text{m}$ de armadura transversal; en los voladizos, $20 \text{ cm}^2/\text{m}$ y $24 \text{ cm}^2/\text{m}$, respectivamente.

d.- Acciones exteriores.

Las cargas uniformemente repartidas que actúan sobre el tablero se discretizan aplicando cargas puntuales, estáticamente equivalentes, en los nudos de la estructura idealizada.

2.3. Resultados

A continuación se presentan los resultados obtenidos al estudiar la respuesta del puente esviado descrito, cuando se le aplican las cargas siguientes:

- 1.- "Puente en vacío" (Pretensado).
2. Peso propio (11 t/ml).
3. Carga permanente (1,8 t/ml).

4.- Sobrecarga uniforme de 400 Kg/m^2 (3,6 t/ml) en incrementos sucesivos hasta rotura.

La situación de "puente en vacío" es una etapa de carga ficticia que permite conocer directamente los esfuerzos hiperestáticos originados por el pretensado, en m.t:

	M_a	M_c	T
Hip. Pretensado	637,2	637,2	-471,5

Se comprueba también que la estimación de estos valores empleada en 2.1 es aceptable.

Las acciones del peso propio y la carga permanente producen los siguientes incrementos de esfuerzos, en m.t:

	M_a	M_c	T
Peso propio	916,4	1686,2	678,0
Carga permanente	149,9	275,0	110,0
HP + PP + CP	-429,1	2598,0	316,5

Hasta el citado nivel de solicitaciones, que suele denominarse "estado permanente", el comportamiento es sensiblemente lineal, tanto en esfuerzos como en deformaciones; por ello los resultados son similares a los obtenidos en 2.1.

Arrancando de esta situación se aumentan las acciones sobre el puente mediante incrementos sucesivos de una sobrecarga uniforme en todo el tablero. Se toma como unidad la sobrecarga de 400 Kg/m^2 , y se entiende como Factor de Sobrecarga (FS) el número de veces que ésta se aplica.

Los incrementos de esfuerzos obtenidos para $FS = 1,0$, esto es, para el valor característico de la sobrecarga uniforme prescrita por la vigente Instrucción sobre acciones en puentes de carretera, son, en m.t:

	M_a	M_c	T
Sobrecarga 400	-298,0	553,0	220,7

La estructura continúa comportándose linealmente hasta que, con $FS = 2,0$, se alcanza la resistencia a tracción en una de las almas de la sección central. La fisuración se desarrolla rápidamente en todo el puente y para $FS = 3,0$ ya se han agrietado por completo los paneles 7 y 8 (alma derecha) de todas las secciones, pues en ellos concurren con igual signo las tensiones tangenciales de torsión y cortante. Asimismo, el panel 6 (forjado inferior) aparece fisurado en el tercio central del tablero por la concomitancia de tracciones de flexión y tensiones tangentes de torsión.

La respuesta de la estructura en deformacio-

nes ya es claramente no lineal (Fig. 4). El flector en centro luz para este nivel de cargas es de 4539 m.t, un 7% superior a 4257 m.t obtenido según análisis lineal (Fig. 5). Esta desviación queda justificada fácilmente al comprobar que la relación EI/GJ ha variado de 1,52 a 1,95 como consecuencia de la fisuración (Fig. 6).

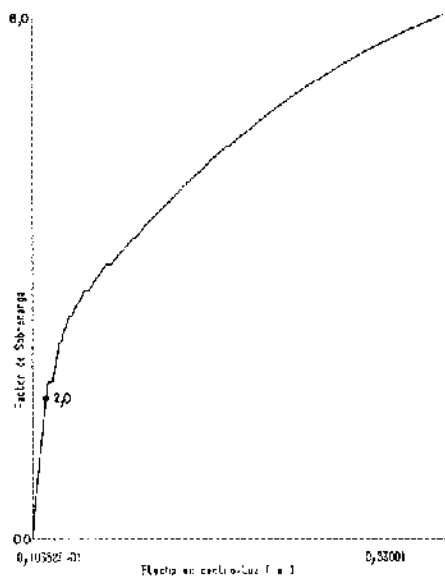


Fig. 4. Puente esviado de referencia. Flecha en centro-luz.

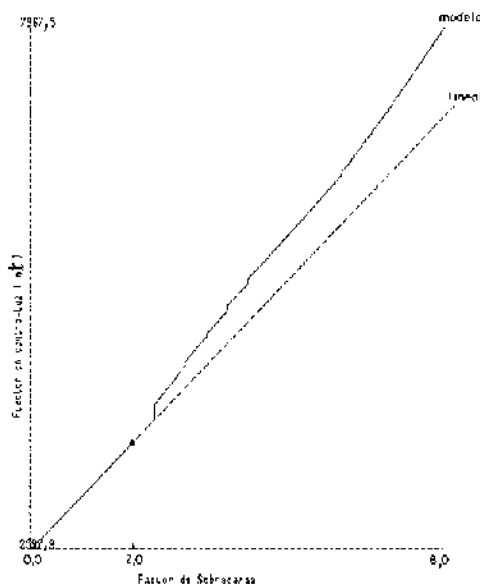


Fig. 5. Puente esviado de referencia. Evolución del momento flector en centro-luz.

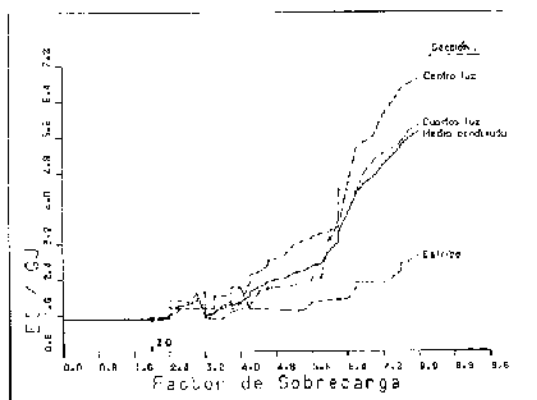


Fig. 6. Puente esviado de referencia. Evolución de la relación de rigideces.

Se sigue mayorando la sobrecarga en el tablero. Los paneles 4 y 5 (alma izquierda) empiezan a fisurar, y cuando $FS = 4,0$ las secciones del tercio central del vano ya tienen las dos almas agrietadas. El flector en centro luz es entonces de 5226 m.t, un 9% superior a 4810 m.t según el análisis lineal.

En incrementos posteriores, la fisuración avanza más lentamente, apareciendo en el resto de almas, que todavía permanecían íntegras, y en el forjado superior de las secciones del tercio central. Con $FS = 6,4$, la práctica totalidad de las fisuras se han desarrollado. A partir de este escalón, la fisuración se estabiliza, alcanzándose la rotura teórica del puente por agotamiento de la diagonal de hormigón en compresión de la zona superior del alma derecha de las secciones a tercios de luz y centro de luz, sucesivamente. Ello ocurre para $FS = 8,0$ y $FS = 8,4$, respectivamente. Si se continúa incrementando la sobrecarga se agotan progresivamente todas las secciones por aplastamiento del hormigón del alma derecha.

Es interesante remarcar que la rotura se produce por agotamiento en una sección a tercios de luz antes que en la sección central, debido a la concurrencia del esfuerzo cortante en la primera de ellas, pero no así en la segunda.

Los esfuerzos calculados para la carga última, es decir, para $FS = 8,0$ son (Fig. 7):

	M_a	M_c	T
HP + PP + CP + SSC	1866,0	7967,0	1380,0
Ídem. Lineal	2813,1	7022,0	2082,1
NL/L	0,66	1,13	0,66

Como puede observarse en la tabla anterior, la no linealidad de la respuesta en esfuerzos es manifiesta. La explicación se encuentra de nuevo en la variación del cociente EI/GJ que en rotura llega a ser 5,7.

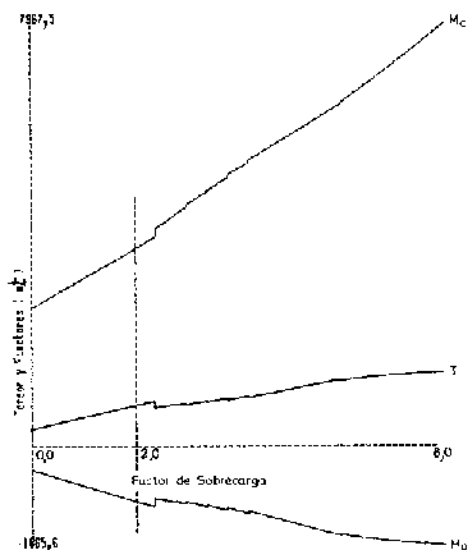


Fig. 7. Puente esviado de referencia. Evolución de los esfuerzos principales durante el proceso de carga.

2.4. Estudio paramétrico

La pretensión de este apartado es obtener una valoración cuantitativa de la influencia que algunos parámetros pueden tener en la respuesta del puente esviado que se está analizando. El estudio se centra en tres aspectos: cuantía de armadura longitudinal y transversal de las almas, fuerza de pretensado y condiciones de vinculación del tablero.

2.4.1. Influencia de la cuantía de armadura pasiva de las almas, en la respuesta

Se estudia seguidamente la repercusión que tiene en la respuesta estructural un aumento o una disminución de la cuantía de armadura longitudinal y transversal de las almas. Para ello se calculan

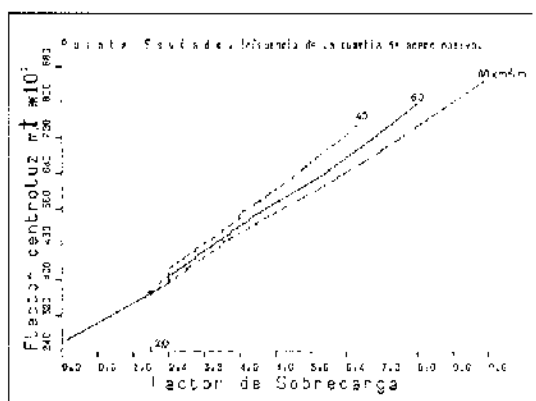


Fig. 8. Influencia de la cuantía de acero pasivo longitudinal y transversal en la evolución del flector en centro luz.

hasta la rotura dos puentes esviados, derivados del de referencia, a cuyas almas se añaden o sustraen $20 \text{ cm}^2/\text{m}$ de acero pasivo, tanto longitudinal como transversal.

Del análisis de sus resultados pueden extraerse las siguientes conclusiones (Fig. 8):

a. La variación de la cuantía de acero pasivo no influye significativamente en la carga de fisuración, como era de esperar.

b. El acero colocado en las almas colabora eficazmente a resistir el momento torsor; pero apenas influye en la respuesta de la sección a flexión. Por ello, el puente con menor cuantía pierde más rápidamente su rigidez a torsión. Asimismo, su cociente EI/GJ crece hasta 6,0 en rotura (Fig. 9), mientras que en el puente con más acero apenas se llega a 3,6 (Fig. 10). En consecuencia, la no linealidad es más importante en el tablero menos armado.

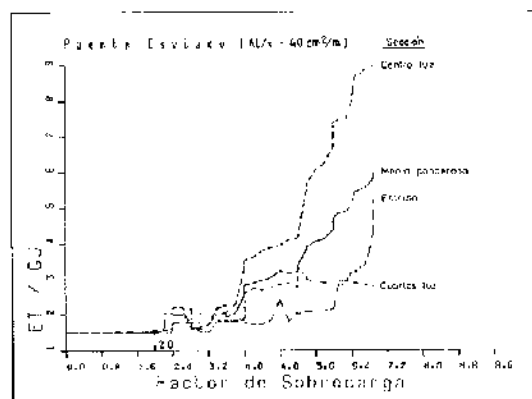


Fig. 9. Evolución del cociente de rigideces cuando se disminuye la cuantía de acero pasivo.

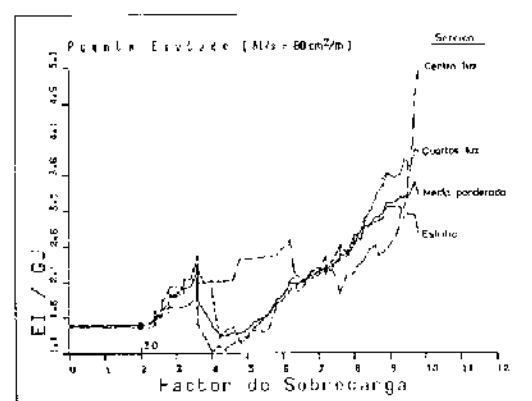


Fig. 10. Evolución del cociente de rigideces cuando se aumenta la cuantía de acero pasivo.

c. La rotura teórica del puente con cuantías reducidas, se alcanza por alargamiento excesivo de los estribos del alma derecha de las secciones a tercios de luz, para $FS = 6,7$. El puente con cuantías mayoradas rompe para $FS = 9,5$ por aplastamiento del hormigón en el mismo lugar.

d. Los esfuerzos obtenidos para las cargas de agotamiento son (Fig. 11):

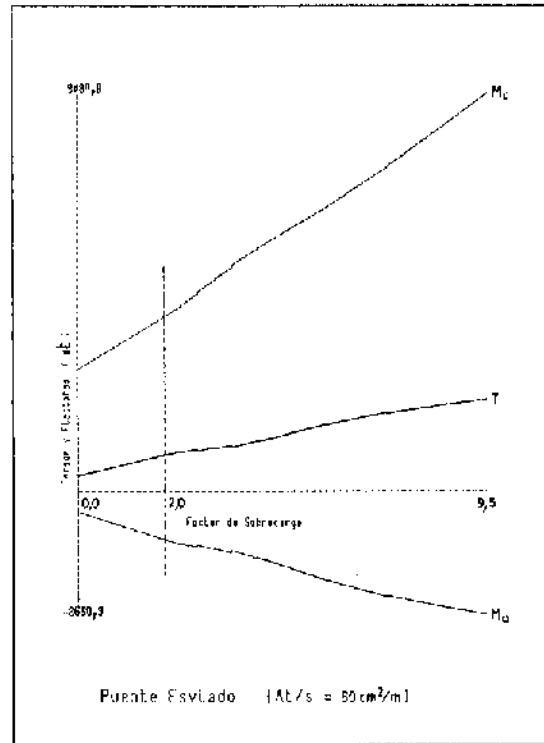
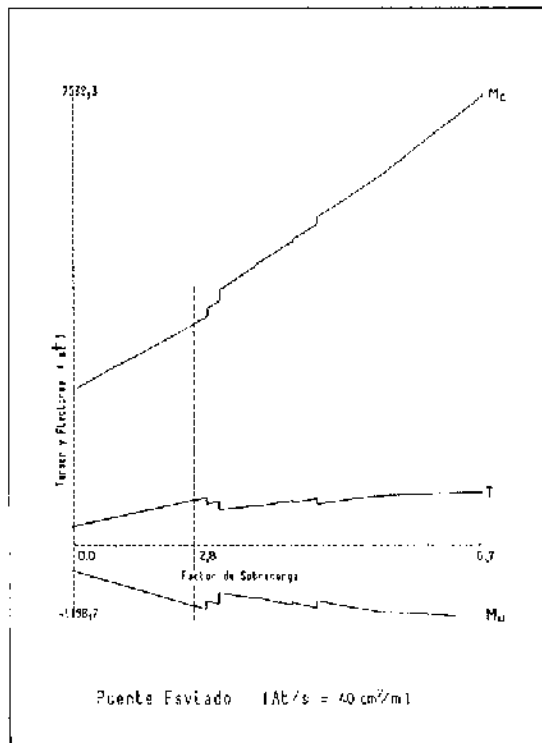


Fig. 11. Evolución de los esfuerzos principales durante el proceso de carga, cuando se varía la cuantía de acero pasivo.

	M_a	M_c	T	NL/L
$A_t = 20 \text{ cm}^2/\text{m}$. . .	-1198,0	7536,0	883,0	1,20
A_t	-1866,0	7967,0	1380,0	1,13
$A_t + 20 \text{ cm}^2/\text{m}$. . .	-2625,0	8488,0	1949,0	1,08

En el cuadro anterior puede observarse que, al aumentar el acero transversal, la rigidez a torsión de la sección fisurada crece, resultando un cociente EI/GJ en rotura más próximo al elástico y, en consecuencia, la respuesta tiende a ser más lineal.

2.4.2. Influencia de la fuerza de pretensado en la respuesta

El grado de pretensado que se introduce a una estructura condiciona fuertemente la carga de fisuración de la misma, y, presumiblemente, también influirá en su evolución hasta la rotura. Para conocer el efecto que realmente puede ocasionar el pretensado, se calcula un puente esviado, idéntico al de referencia, al que se incrementa en un 30% (420 cm^2) el área de acero activo, manteniendo su tensión permanente a $90 \text{ Kg}/\text{mm}^2$.

Los resultados obtenidos aportan las siguientes conclusiones (Fig. 12):

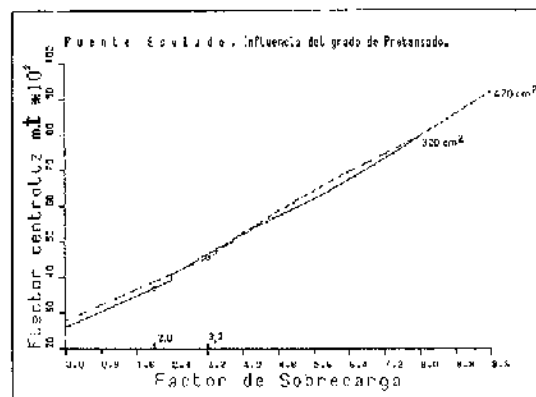


Fig. 12. Influencia del grado de pretensado en la evolución del flezor en centro luz.

a.— La sobrecarga para la que se produce la primera fisuración aumenta sensiblemente, hasta un valor de $FS = 3,2$.

b.— La rigidez a torsión después de fisuración no desciende tan bruscamente si hay un aumento significativo de la fuerza de pretensado longitudinal. Por este motivo y sobre todo porque se retrasa, o incluso se impide, la fisuración de las secciones, la relación EI/GJ en rotura vale sólo 4,0 (Fig. 13) frente a 5,7 del puente de referencia; en consecuencia, la no linealidad será algo menos acusada.

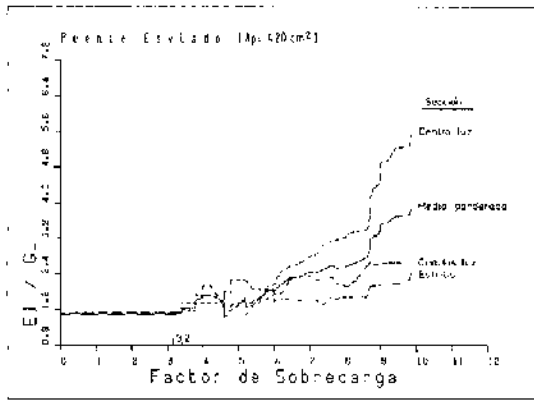


Fig. 13. Evolución del cociente de rigideces cuando se aumenta el grado de pretensado.

c. La rotura teórica del puente se produce por agotamiento del hormigón del alma derecha de las secciones a tercios de luz, para FS = 9,6. Los esfuerzos en ese instante son (Fig. 14):

	M_a	M_c	T	NI/L
$A_p = 420 \text{ cm}^2$	-1953,0	9250,0	1443,0	1,12
$A_p = 320 \text{ cm}^2$	-1866,0	7967,0	1380,0	1,13

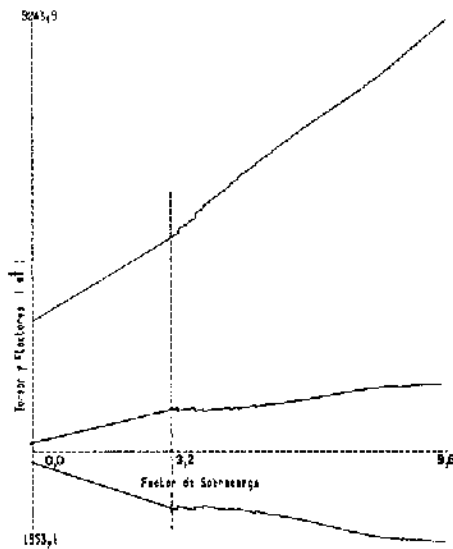


Fig. 14. Evolución de los esfuerzos principales durante el proceso de carga, cuando se aumenta el grado de pretensado.

2.4.3. Influencia en la respuesta de las condiciones de vinculación

El comportamiento resistente de un puente esviado depende en gran medida de la fiabilidad de sus vinculaciones. Es de suponer que un estribo

mal cimentado que bascula al entrar en carga, o un apoyo colocado a cota incorrecta, van a ocasionar esfuerzos adicionales en la estructura que pueden repercutir en la evolución de su respuesta. Sin embargo, no es probable que la carga última varíe apreciablemente; estudios precedentes, como A.C. APARICIO (1980) [5], han comprobado que los asentos de apoyo en una viga continua no afectan a la situación de rotura.

Para verificar estos aspectos, se calcula el puente esviado en cuestión con dos hipótesis distintas de vinculación. En el primer caso, se supone que después de aplicar las cargas permanentes se impone un giro obligado de 0,0008 rad en el estribo, lo que podría corresponder, en una obra real, a un error de cota de 0,4 cm en uno de los apoyos. En el segundo caso, se llega al estado permanente como si el puente fuera recto; o sea, no se coacciona el giro y por ello la reacción de torsión es nula. El giro del estribo en la dirección del esviado es 0,00128 rad para el nivel de cargas indicado. A continuación, se modifica el esquema estático, de manera que la sobrecarga actúa sobre el puente esviado con las vinculaciones correctas. Esta hipótesis simularía, por ejemplo, un procedimiento de montaje del tablero mediante ripado lateral del mismo, efectuado sobre tres apoyos (condiciones isostáticas), pasando, una vez ubicado el puente en su sitio, a las condiciones de apoyo definitivas.

Del análisis de los resultados obtenidos y del contraste con el puente esviado de referencia, se obtienen las siguientes conclusiones (Fig. 15):

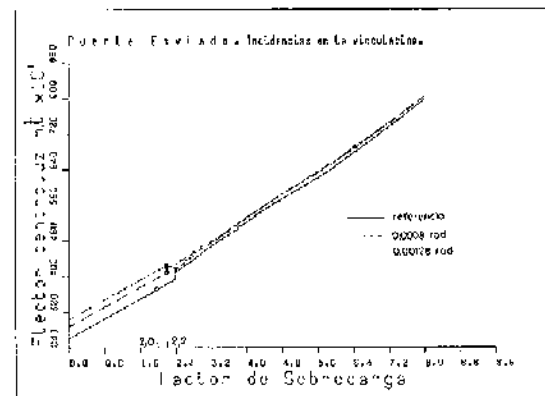


Fig. 15. Influencia de la vinculación en la evolución del flector en centro luz.

a.- En ambos casos se disminuye inicialmente el torsor en el puente, lo que retrasa la formación de fisuras hasta FS = 2,2.

b.- El comportamiento posterior es similar, en las dos hipótesis, al detectado para el puente original. Los esfuerzos se acomodan progresivamente, coincidiendo con los de referencia a partir de FS = 4,0.

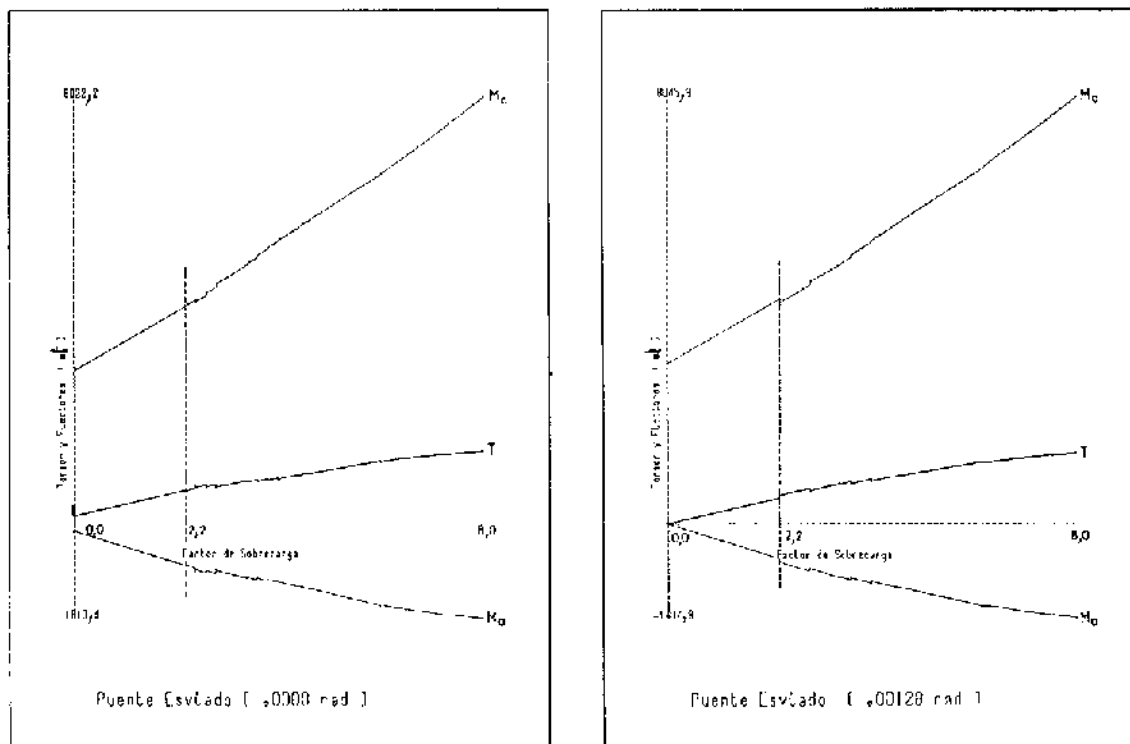


Fig. 16. Evolución de los esfuerzos principales durante el proceso de carga, cuando existen giros en la vinculación.

c. La carga de rotura, para $FS = 8,0$, los esfuerzos últimos, la forma y la localización del agotamiento son semejantes, en ambos casos, a los deducidos para el puente patrón (Fig. 16).

d.— Así pues, parece que los dimensionamientos habituales presentan la ductilidad suficiente para poder afirmar que los movimientos impuestos en los apoyos modifican la carga de fisuración, pero no la carga última.

3. PUENTE DE PLANTA CURVA

3.1. Descripción del puente

La estructura que se propone estudiar es el denominado "Puente P" del enlace de Santamarca de la autopista de La Paz, en Madrid. La definición completa del tablero puede verse en J.J. ARENAS y A.C. APARICIO (1979) [6]. En esencia se trata de un puente de planta curva circular, de 103,5 m de radio en el 60% de su longitud, más una clotoide de parámetro $A = 100$ en el resto (Fig. 17). La estructura es una viga continua de cinco vanos (27,60 + 32,40 + 35,56 + 32,40 + 27,60 m) sobre apoyos puntuales en las pilas intermedias.

La sección transversal tipo (Fig. 18) es un cajón trapecial bicelular, de 1,40 m de canto y 12,50 m de ancho, compuesto por un alma central de

1,80 m, que aloja los cables de pretensado longitudinal y resiste el esfuerzo cortante, y por dos paredes laterales ("jubilcones") que cierran el circuito resistente a torsión.

El pretensado longitudinal consta de tres familias de cables (Fig. 19). La primera de ellas discurre de un extremo a otro del tablero y se compone de 6 tendones Freyssinet 37T15. La segunda familia, formada por 4 tendones Freyssinet 12T15, cubre el vano central y apoyos contiguos. Por último, en la tabla superior de las secciones sobre pilas centrales se distribuyen 10 tendones Freyssinet 12 ϕ 7.

Siguiendo el contorno inferior de las secciones de los vanos extremos se disponen transversalmente tendones Stronghold 14 ϕ 7 separados 100 cm. Igualmente existe pretensado transversal en el forjado superior, constituido por tendones Stronghold 24 ϕ 7 cada 120 cm (Fig. 20).

3.2. Discretización del puente

Se pretende simular la evolución de la respuesta hasta rotura del presente puente de planta curva, por incrementos sucesivos de la sobrecarga de 400 Kg/m² extendida sobre parte del ancho de la plataforma. El alzado del dintel es simétrico incluso en sus armaduras; por ello, si bien la

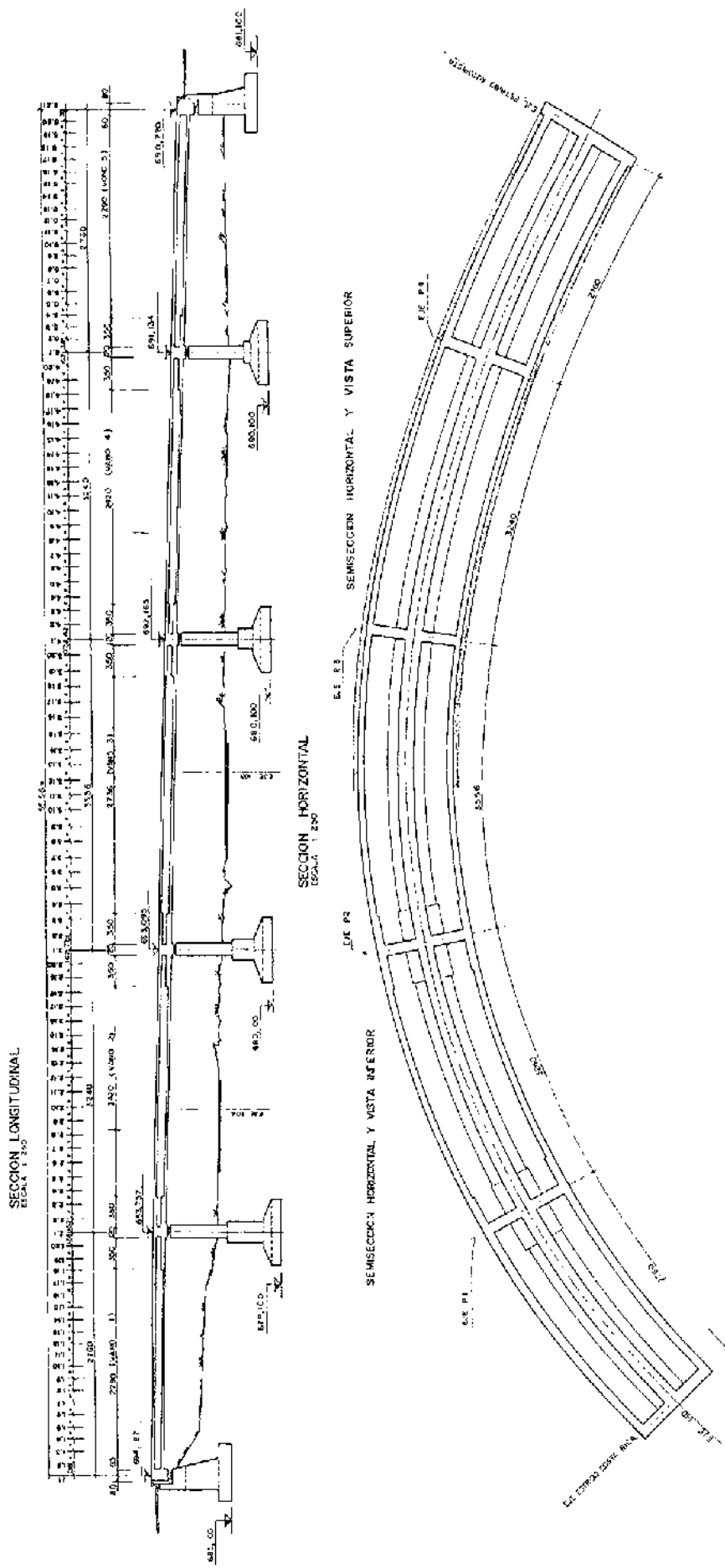


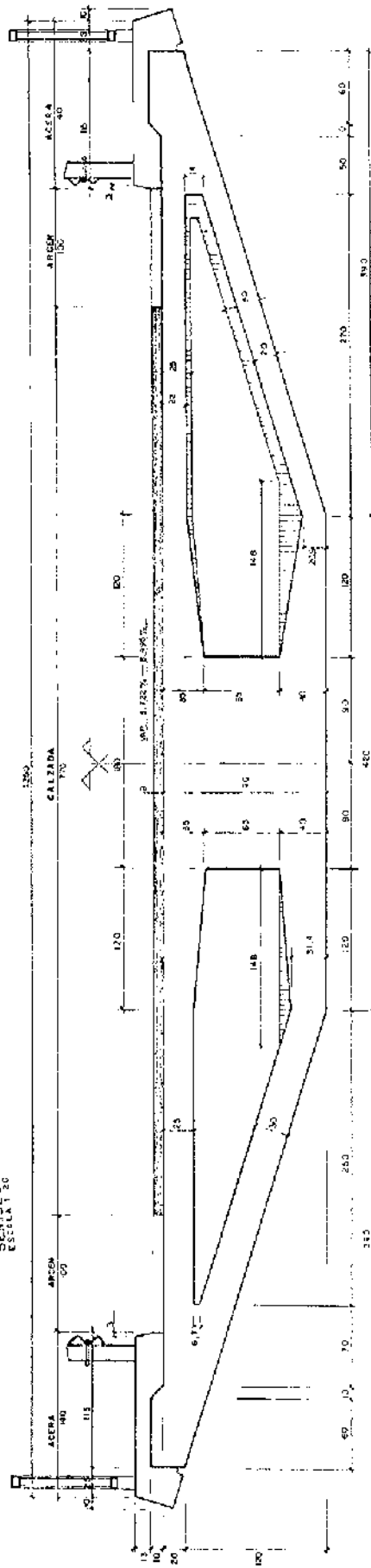
Fig. 17. Puente I. Definición geométrica de la estructura J.J. ARENAS y A.C. APARICIO (1979).

SEMISECCION TRANSVERSAL TIPO VANOS 2.3 y 4

ESCALA 1:2

SEMISECCION TRANSVERSAL TIPO VANOS 1 y 5

ESCALA 1:20



SECCION TRANSVERSAL POR APoyo EN PILA

ESCALA 1:20

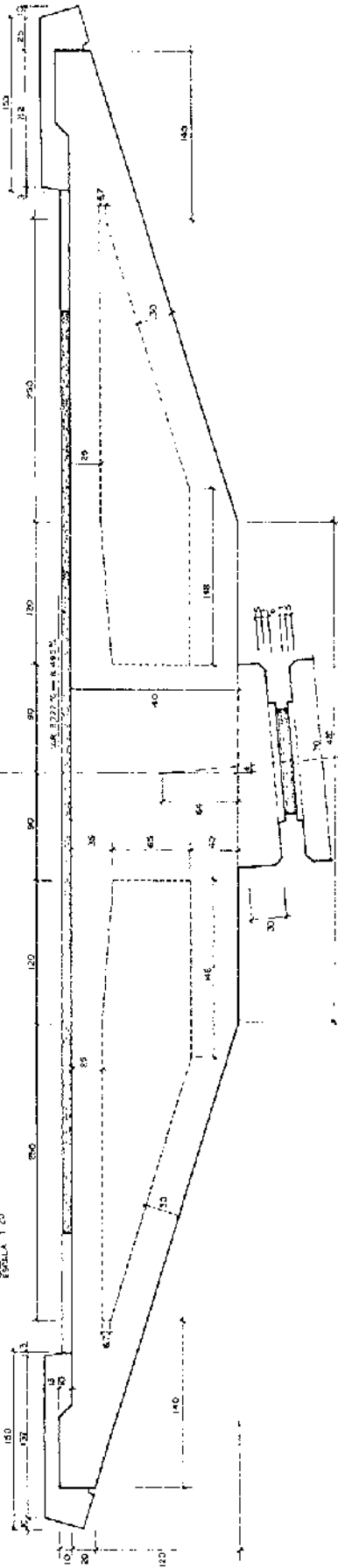
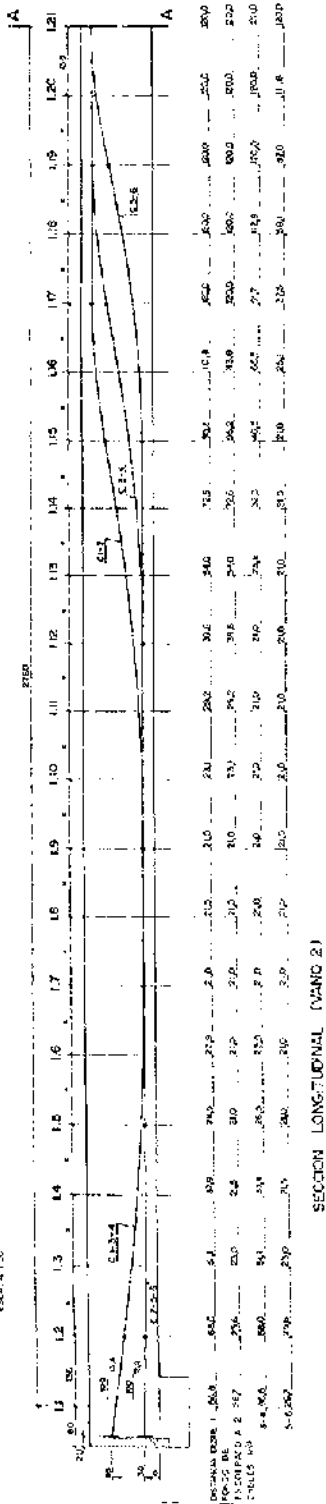
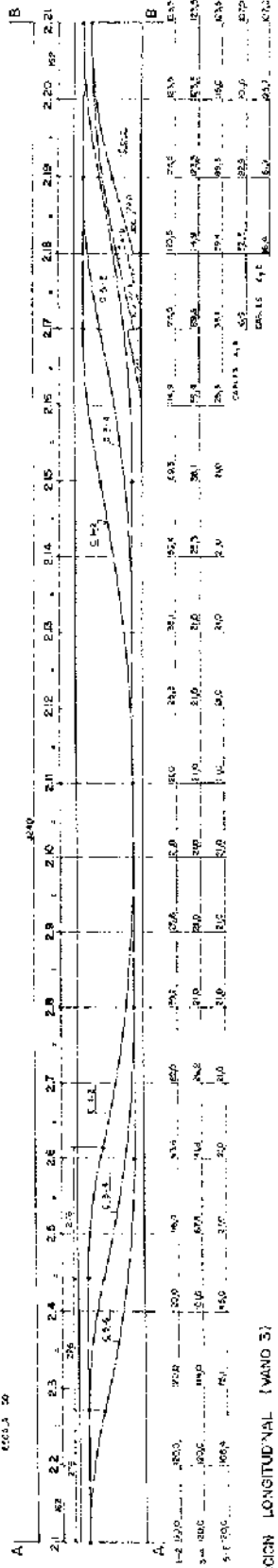


Fig. 18. Puente I. Definición de la geometría de las secciones transversales.

SECCION LONGITUDINAL (VANO 1)
ELEVACION



SECCION LONGITUDINAL (VANO 2)
ELEVACION



SEMISECCION LONGITUDINAL (VANO 3)
ELEVACION

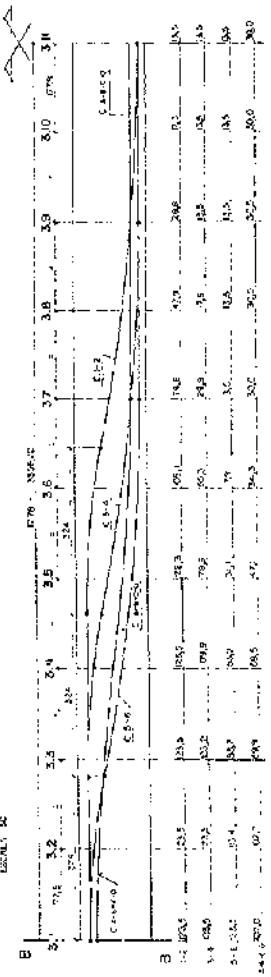
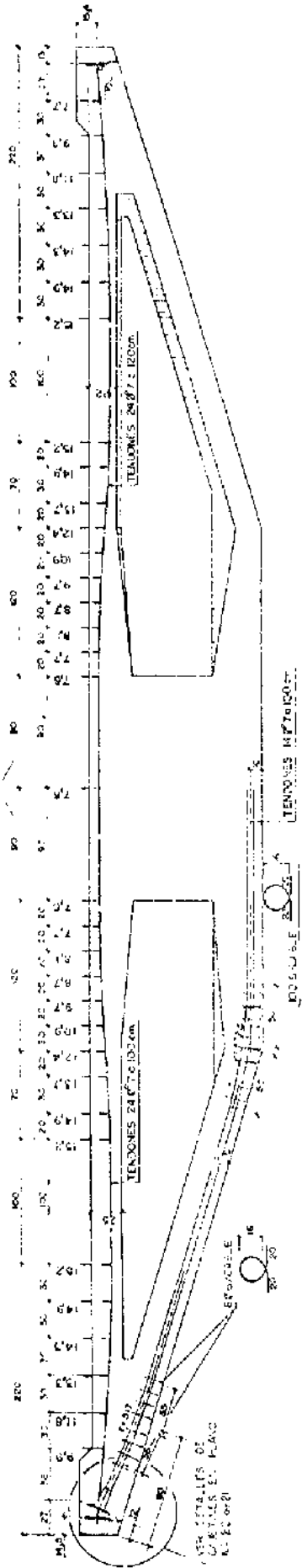


Fig. 19. Puente I. Definición del pretensado longitudinal.

SEMISECCION TRANSVERSAL VANOS 1 y 5
ESCALA 1:25

SEMISECCION TRANSVERSAL TIPO
ESCALA 1:25



DETALLE SECCION TRANSVERSAL APOYO EN PILA
ESCALA 1:25

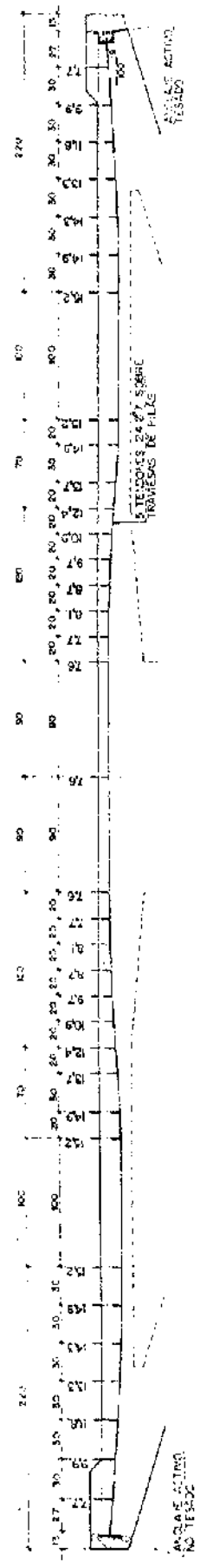


Fig. 20. Puente I. Definición del pretensado transversal.

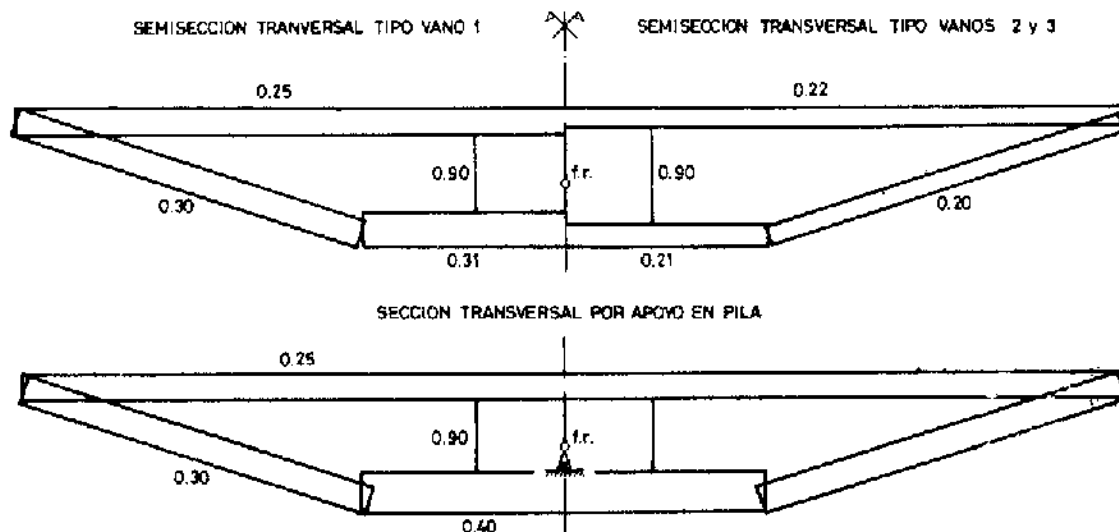


Fig. 21. Puente I. Discretización de las secciones transversales.

geometría en planta no es rigurosamente circular, se estudia sólo la mitad del tablero.

a. Geometría de la estructura.

Se considera suficiente discretizar el dintel curvo mediante diez barras rectas en cada vano (Fig. 22). Se logra con ello un ángulo entre dos barras consecutivas de la poligonal de $1,96^\circ$, aceptable según SAWKO (1968) [7]. En cada una de aquellas se definen sus secciones extremas. Para representar adecuadamente las condiciones de apoyo, los ejes locales de los nudos en estribo y pilas se orientan según la directriz de la estructura real. Asimismo, para asegurar la condición de simetría, se modifican los ejes locales del nudo correspondiente y se impide su giro de flexión.

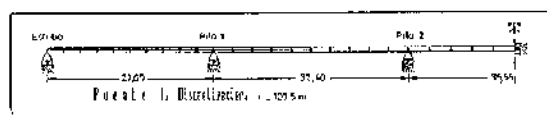


Fig. 22. Puente I. Alzado de la discretización.

b. Materiales.

De las especificaciones del proyecto se deducen los siguientes valores para las propiedades mecánicas de los materiales:

Hormigón:

$$f_c = 375 \text{ Kg/cm}^2; f_{ct} = 24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{cu} = 0,002; \epsilon_{cu} = 0,003$$

$$E_{co} = 0,37 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero Pasivo:

$$f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2; \text{ Dureza natural}$$

$$\epsilon_{su} = 0,01$$

$$E_s = 2,0 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero de Pretensado:

$$f_{py} = 15300 \text{ Kg/cm}^2; \text{ Estirado en frío}$$

$$\epsilon_{pu} = 0,01$$

$$E_p = 2,0 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

c. Definición de las secciones.

En la discretización de la sección transversal se utilizan seis paneles, con un punto de integración por panel. Las dimensiones, espesores y situación de los mismos puede verse en el croquis de la figura 21.

d. Acciones exteriores.

Las cargas uniformemente repartidas que actúan sobre el tablero, se discretizan aplicando cargas puntuales estáticamente equivalentes en los nudos de la estructura idealizada.

3.3. Resultados para el puente de referencia

Para realizar el estudio de la respuesta del puente curvo descrito en 3.1 y 3.2 se efectúan los siguientes análisis:

Análisis	Estructura	Sobrecarga
Rfca.	Puente I como proyecto	SC400 exterior
a)	Puente I como proyecto	SC400 todo ancho
b)	Puente I como proyecto	SC400 interior
c)	Puente I emp. pilas	SC400 exterior
d)	Puente I + 25% A_p	SC400 exterior
e)	Puente I - 25% A_p	SC400 exterior
f)	Puente I + 20% ϵ_{pt}	SC400 exterior
g)	Puente I - 20% ϵ_{pt}	SC400 exterior
h)	Puente I $A_t = cte$, pasiva	SC400 exterior
i)	Puente I $A_t f_y = cte$, pas.	SC400 exterior

Los resultados obtenidos para el análisis de referencia (Figs. 23 y 24) se exponen a continuación. Las cargas sucesivamente aplicadas son:

1. La mitad del Peso Propio.
2. Peso Propio (aproximadamente 18 t/ml, excentricidad = 0,083 m).
3. Carga Permanente (4,1 t/ml, exc. = 0,126 m).
4. Sobrecarga uniforme de 400 Kg/m² en la mitad externa de la plataforma (2,575 t/ml, exc. = 3,156 m), en incrementos sucesivos hasta rotura.

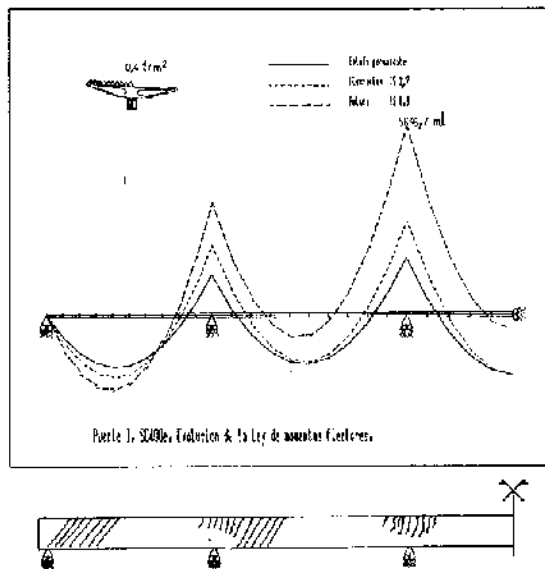


Fig. 23. Puente I. SC400e. Análisis de referencia. Ley de momentos flectores y croquis de la fisuración en rotura.

La primera hipótesis de carga es un artificio para poder conocer los esfuerzos hiperestáticos originados por el pretensado. En esta ocasión no es viable calcular el "puente en vacío" como en 2.3, pues para esa situación se fisuran las zonas de apoyo.

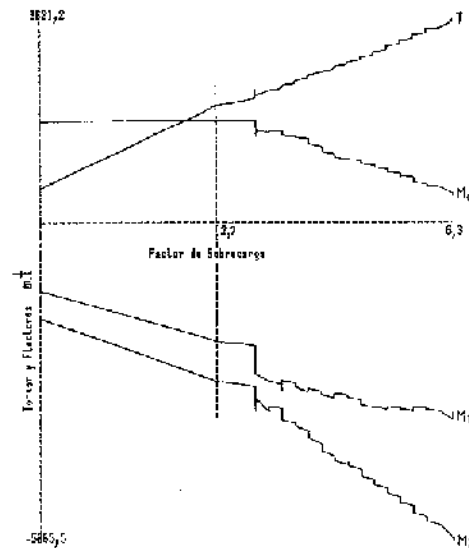


Fig. 24. Puente I. SC400e. Análisis de referencia. Evolución de los esfuerzos principales durante el proceso de carga.

El momento torsor T en el estribo, los momentos flectores M_1 y M_2 en las secciones de pilas y el momento flector M_c en el centro del dintel alcanzan en el "estado permanente" los siguientes valores:

	T	M_1	M_2	M_c
Hip. Pret.	421	799	577	584
Peso Propio	141	-1619	-1850	994
Carga Perm.	44	-368	-426	224
HP + PP + CP	606	1188	-1699	1802

Hasta el nivel de solicitaciones indicado, el comportamiento es sensiblemente lineal, tanto en esfuerzos como en deformaciones.

Partiendo de esta situación, se aumentan las acciones en el puente mediante incrementos sucesivos de la sobrecarga uniforme de 400 Kg/m² extendida sobre la mitad externa del tablero.

Los incrementos de esfuerzos obtenidos para el valor característico ($FS = 1,0$) de la sobrecarga uniforme son:

	T	M_1	M_2	M_c
SC400e	566	-318	-400	17

La estructura continúa comportándose linealmente hasta que, con $FS = 2,7$, se alcanza la resistencia a tracción del hormigón del alma central de la sección sobre la pila 1. En realidad, no es probable que aparezca esta fisura pues existe una tra-

viesa pretensada en las zonas de apoyo que no se ha tenido en cuenta al realizar la discretización.

Es preciso aumentar la sobrecarga a $FS = 3,3$ para que la fisuración sea apreciable. Esta se desarrolla por completo en las proximidades (6 m) del estribo, a causa del momento torsor que allí se genera. Asimismo, en las secciones de apoyo en la pila 2, se inicia el agrietamiento de la tabla superior, debido al incremento de flexión negativa que se origina por la pérdida de rigidez de torsión del vano extremo.

Las secciones de apoyo en la pila 1, solicitadas por flexión y torsión combinadas, sufren fracturas importantes de su tabla superior y jalabones cuando se aplican cargas correspondientes a $FS = 4,1$. La respuesta de la estructura ya es claramente no lineal en deformaciones y en esfuerzos. Por ejemplo, el momento flector sobre la pila 1 es -2770 m.t, un 11 % superior a -2492 m.t obtenido según análisis lineal.

La fisuración se extiende progresivamente a medida que aumenta la sobrecarga, interesando, para

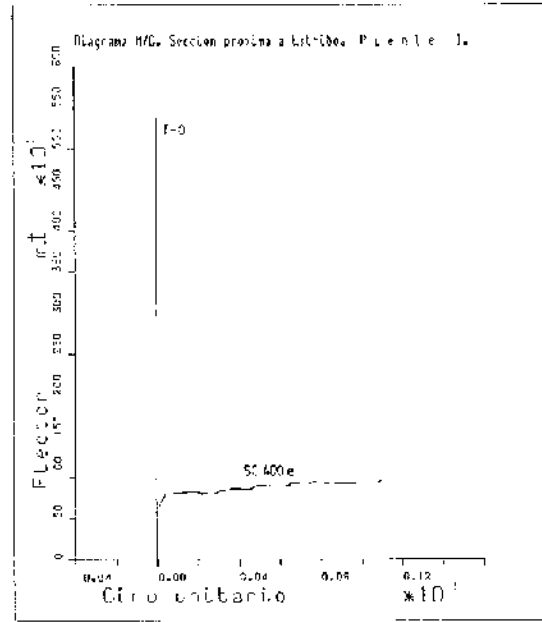
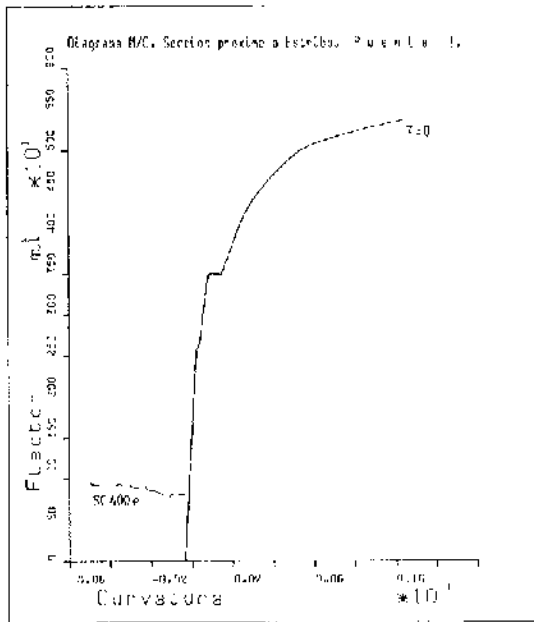


Fig. 25 b

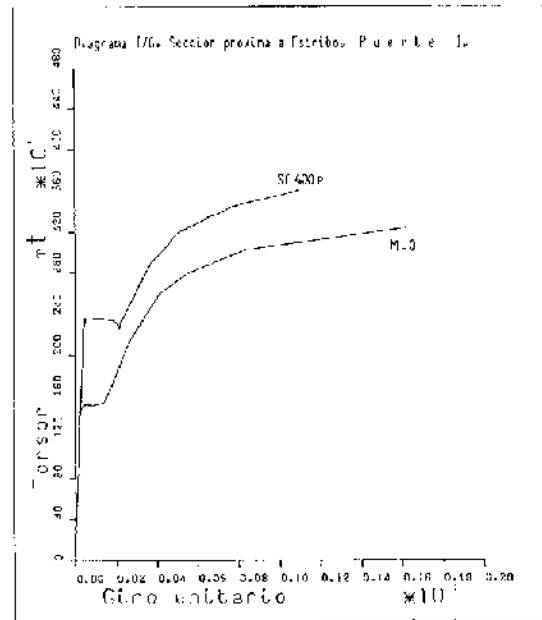
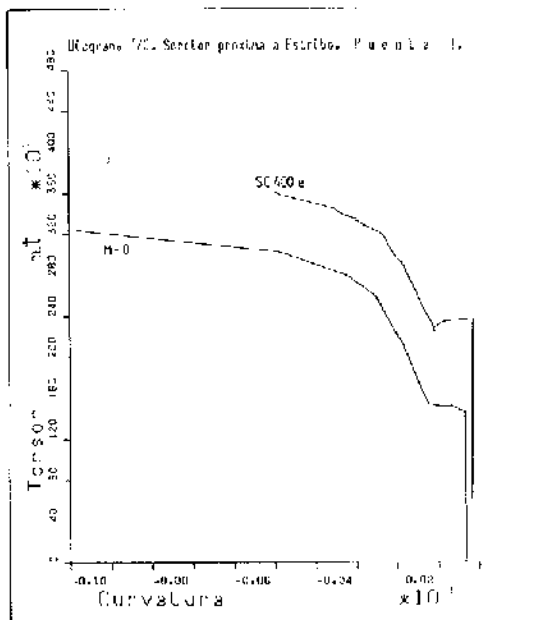


Fig. 25 a

Fig. 25. Puenta 1. SC400e. Análisis de referencia. Gráficos esfuerzo-deformación para flexión y torsión puras o combinadas, según el proceso de carga seguido; para la sección de estribo. La interacción en esfuerzos y deformaciones es manifiesta.

FS = 5,1, la mitad del vano extremo. De igual modo, se amplían las zonas afectadas sobre pilas. En este nivel de solicitaciones se forman fisuras de torsión en las primeras secciones del segundo vano, aquéllas en las cuales ya no existe el pretensado transversal de la tabla inferior y jabalcones.

En incrementos sucesivos de las acciones, se desarrolla rápidamente la fisuración de la práctica totalidad del tablero, hasta que, para FS = 6,3, se detectan condiciones de agotamiento en las secciones próximas al estribo: el hormigón de los jabalcones alcanza su deformación última por aplastamiento y el acero transversal del alma soporta alargamientos excesivos por plastificación.

Los esfuerzos calculados para la carga última son:

Referencia	T	M ₁	M ₂	M _c
NP+PP+CP+ 6,3 SCe	3621	-3335	5637	491
Idem Lineal	4172	3191	4219	1909
NT/L	0,87	1,05	1,34	0,26

Como puede observarse, la respuesta de la estructura es fuertemente no lineal. La ley de momentos flectores del vano central, por ejemplo, "sube" 1418 m.t, siendo la pérdida de rigidez a torsión del tablero la causa fundamental de esta redistribución de esfuerzos.

En la figura 25 se muestran cuatro diagramas de una sección cercana al estribo, que se disponen con la intención de recordar la matriz de deformabilidad, en los que se representan los valores obtenidos del análisis y los calculados para flector y torsor nulos. No son necesarias consideraciones adicionales para poner en tela de juicio cualquier modelo desacoplado a nivel sección.

3.3.1. Otras hipótesis de carga

Se presentan seguidamente los resultados obtenidos al analizar el puente de referencia con dos nuevas hipótesis de carga:

- a) Sobrecarga de 400 Kg/m² en todo el ancho.
- b) Sobrecarga de 400 Kg/m² en la mitad interior.

Con ello se pretende obtener una visión más amplia del comportamiento resistente de los puentes de planta curva sobre apoyos puntuales.

- a) Sobrecarga de 400 Kg/m² en todo el ancho.

A partir del "estado permanente" del puente, descrito en 3.3., se procede a cargar el tablero con la sobrecarga uniforme de 400 Kg/m² en todo

su ancho (5,0 t/ml, exc. = 0,126 m) en incrementos sucesivos hasta rotura. Veáanse figuras 26 y 27.

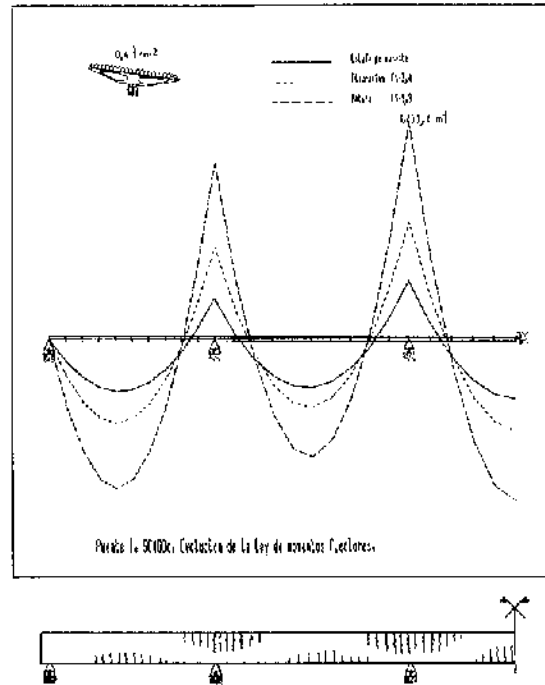
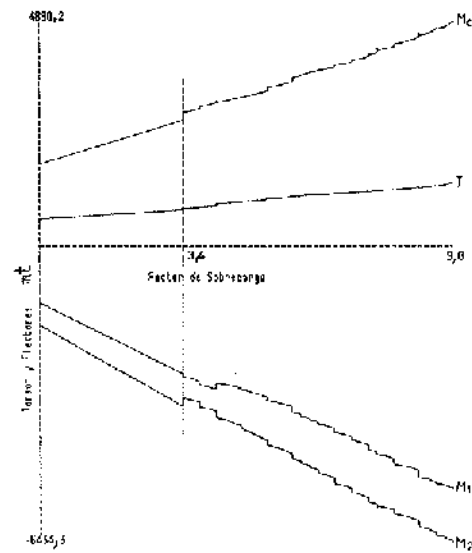


Fig. 26. Puente I, SC400c. Ley de momentos flectores y croquis de la fisuración en rotura.



Puente I, SC400 todo ancho.

Fig. 27. Puente I, SC400c. Evolución de los esfuerzos principales durante el proceso de carga.

Los incrementos de esfuerzos obtenidos para el valor característico (FS = 1,0) de dicha acción son:

	T	M ₁	M ₂	M _c
SC400c	53	-453	-515	277

Es importante destacar el pequeño valor del momento torsor en comparación con los momentos flectores; ello redundará en un comportamiento resistente similar al de un puente recto. En cualquier caso, la estructura responde linealmente hasta que, con $FS = 3,4$, se detectan las primeras fisuras por flexión negativa en las secciones de apoyo en la pila 2.

Para $FS = 3,8$ aparecen fracturas en las secciones de apoyo en la pila 1 y en las secciones a mitad del vano central. Este proceso de avance de la fisuración, que recuerda el esquema clásico de respuesta de un puente recto, queda estabilizado cuando $FS = 5,4$. Con ese nivel de carga el momento flector sobre la pila 1 es -3298 m.t., un 9% inferior a -3634 m.t. obtenido según análisis lineal.

En incrementos sucesivos de la sobrecarga se desarrolla progresivamente la fisuración de las zonas con momentos flectores elevados: centro de vanos y secciones de apoyo en pilas. La rotura teórica se alcanza con $FS = 9,8$ por alargamiento excesivo del acero de pretensado longitudinal en la sección sobre la pila 2. Asimismo, la armadura transversal y el hormigón del alma de esa misma sección presentan señales de agotamiento.

Los esfuerzos calculados para la carga última son:

Análisis a)	T	M ₁	M ₂	M _c
HP+PP+CP+9,8 SCc	1371	5210	6411	4852
Idem Lineal	1125	5627	6746	4517
NL/L	1,22	0,93	0,95	1,07

Como se observa en la tabla anterior, la respuesta de la estructura es no lineal, aunque no tan espectacularmente como en el caso de SC400 exterior. Además, la redistribución de esfuerzos es de signo contrario al obtenido con aquella hipótesis: la ley de momentos flectores del vano central "baja" 335 m.t., siguiendo el modo de respuesta típico de puentes rectos. De otra parte, un resultado interesante es el fuerte incremento que experimenta el momento torsor en el estribo. Si la ley de flectores "baja", sus valores se hacen mayores algebraicamente; por ello, su integral a lo largo de la pieza aumenta y, por equilibrio, el torsor crece.

b) Sobrecarga de 400 Kg/m^2 en la mitad interior.

A partir del "estado permanente" del puente, descrito en 3.3., se procede a cargar el tablero con la sobrecarga uniforme de 400 Kg/m^2 en su mitad interior ($2,425 \text{ t/ml}$, exc. = $3,092 \text{ m}$) en incrementos sucesivos hasta rotura. Véanse figuras 28 y 29.

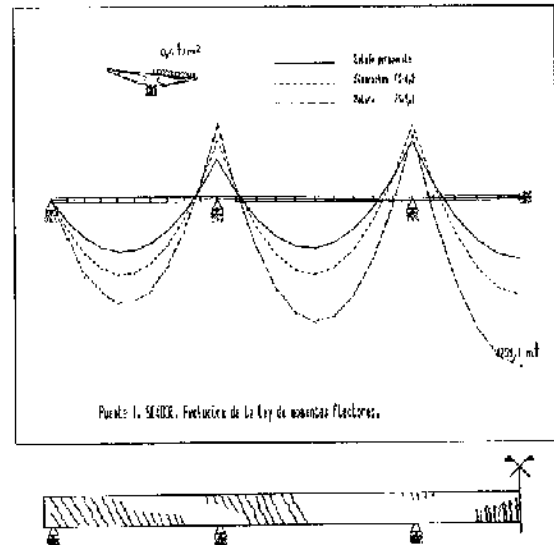


Fig. 28. Puente I. SC400i. Ley de momentos flectores y croquis de la fisuración en rotura.

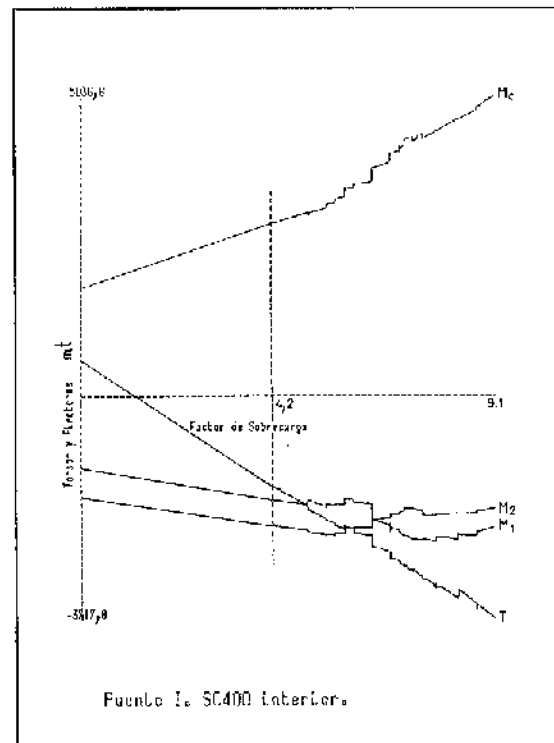


Fig. 29. Puente I. SC400i. Evolución de los esfuerzos principales durante el proceso de carga.

Los incrementos de esfuerzos calculados para el valor característico de esa acción son:

	M	M ₁	M ₂	M _c
SC400i	- 500	132	-109	268

El comportamiento de la estructura es lineal

hasta que, para $FS = 4,2$, se alcanza la tensión de fisuración en el alma central de la sección sobre la pila 1. Con $FS = 5,0$ aparecen las primeras fisuras de importancia; en la tabla inferior de las secciones en centro del dintel y en los jabacones de la sección sobre pila 1. Al aumentar la carga, se desarrolla la fractura por torsión de las secciones cercanas al estribo, así como de las primeras del segundo vano, allí donde se suprime el pretensado transversal.

En incrementos sucesivos de la acción exterior se completa la fisuración del tablero, alcanzando condiciones de rotura para $FS = 9,1$. El agotamiento se produce por aplastamiento del hormigón de los jabacones y plastificación de la armadura transversal del alma en las secciones cercanas al estribo.

Los esfuerzos calculados para la carga última son:

Análisis b)	T	M_1	M_2	M_c
HP+PP+CP+9,1 SCI	-3718	2224	-1901	5037
Idem Lineal	-3944	2389	-2691	4241
NL/L	0,94	0,94	0,71	1,19

Como puede verse en el cuadro precedente, la respuesta de la estructura es fuertemente no lineal. Así, por ejemplo, la ley de momentos flectores en el vano central "baja" 796 m.t. respecto al análisis lineal. Con todo, la redistribución de esfuerzos es menor que en el caso de sobrecarga en la mitad exterior, estudiado en 3.3.

Por lo dicho en este apartado y en 3.3., se concluye que la respuesta del tablero es no lineal ante cualquier caso de carga; ahora bien, la forma en que se manifiesta es muy diferente según la hipótesis. Basta, a modo de resumen, la figura 30 y el siguiente cuadro de esfuerzos en las situaciones de rotura respectivas:

	T	M_1	M_2	M_c	NL/L (M_2)
SC400e	3621	3335	-5637	491	1,34
SC400c	1371	5210	-6411	4852	0,95
SC400i	-3718	-2224	1901	5037	0,71

3.3.2. Puente curvo empotrado a torsión en estribos y en soportes intermedios.

Se muestra en C. FERNANDEZ CASADO, J. MANTEROLA y L. FERNANDEZ TROYANO (1973) [8] que el comportamiento estructural de tableros continuos de planta curva empotrados a torsión en los soportes intermedios, difiere notablemente del de tableros cuyos apoyos per-

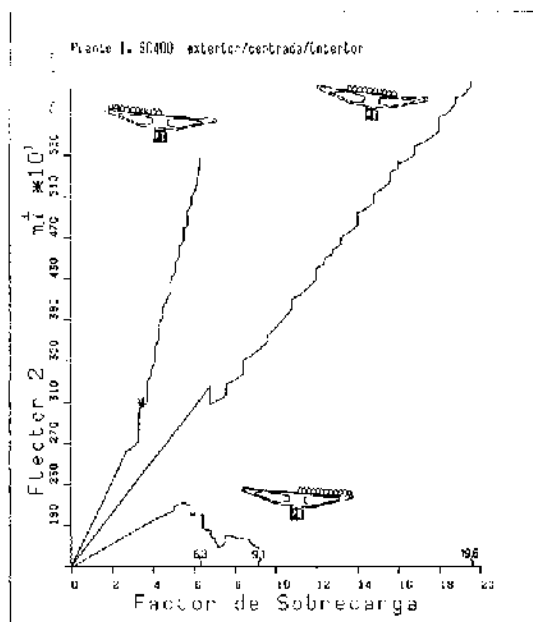


Fig. 30. Puente I, Evolución del momento flector en la sección sobre la pila 2, según la hipótesis de carga.

miten este giro. En este apartado se comentan los resultados del análisis del "Puente I" con empotramientos de torsión en las pilas (Figs. 31 y 32). El ejemplo así propuesto no es completamente coherente, pues al ser una estructura distinta, la armadura que se hubiera proyectado también lo sería, pero para el fin que se persigue puede considerarse como válido.

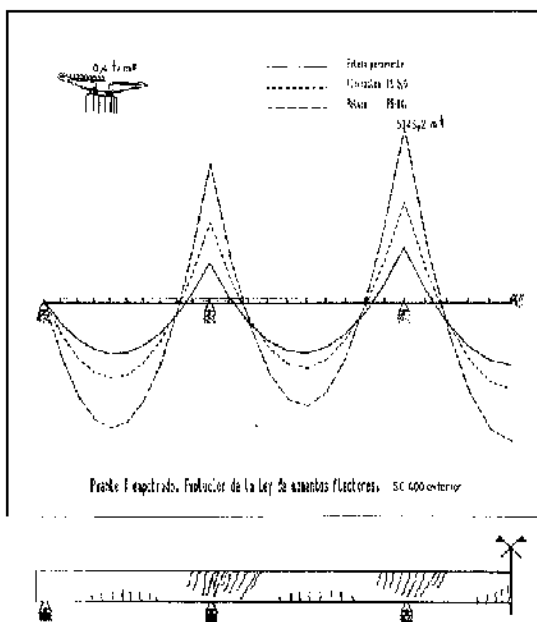


Fig. 31. Puente I empotrado en pilas SC400e. Ley de momentos flectores y croquis de la fisuración en rotura.

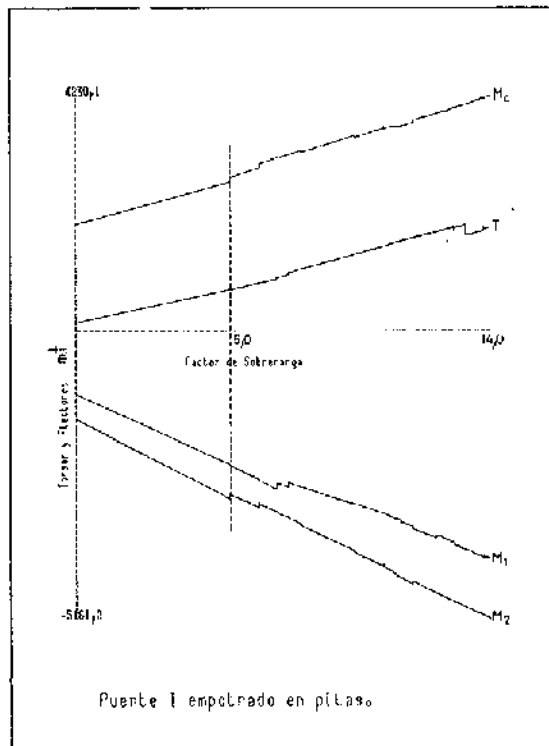


Fig. 32. Puente I empotrado en pilas. SC400e. Evolución de los esfuerzos principales durante el proceso de carga.

Los esfuerzos en el dintel para el "estado permanente" son:

Puente I Emp.	T	M ₁	M ₂	M _c
Hip. Pret.	42	861	687	696
Peso propio	96	-1608	-1839	1004
Carga perm.	24	-368	-422	230
HP + PP + CP	162	-1115	-1574	1930
Emp./Apoyo	0,27	0,94	0,93	1,07

Se observa que la ley de momentos flectores ha "bajado" ligeramente (128 mt) respecto al estudio de referencia, mientras que los torsores resistidos son mucho menores en este caso. Para la sobrecarga de 400 kg/m² en la mitad exterior de la plataforma se obtienen los incrementos de esfuerzos siguientes:

Puente I Emp.	T	M ₁	M ₂	M _c
SC400e	112	-238	-272	144
Emp./Apoyo	0,20	0,75	0,68	8,47

Los momentos obtenidos para la sobrecarga, en cambio, son muy diferentes; de hecho, son similares a los que se deducen para un puente de planta recta. Por tanto, no será de extrañar que la evolución de la respuesta hasta la rotura presente las características propias de estos últimos.

Los movimientos y los esfuerzos aumentan proporcionalmente a las cargas hasta que, para FS = 5,0, se inicia la fisuración en las secciones sobre la pila 2. Siguiendo un esquema parecido al de un puente recto, se desarrollan progresivamente las fisuras por flexión negativa en las secciones sobre las pilas y por flexión positiva en la mitad del vano central. Por tanto, la respuesta deja de ser lineal; con FS = 7,6, por ejemplo, el momento flector sobre la pila 1 es de 2.767 mt un 5% inferior a 2.924 mt obtenido mediante un cálculo lineal. Es interesante recordar que en el análisis presentado en 3.3. se alcanza ese valor con sólo FS = 4,1.

Los incrementos posteriores de la acción exterior difunden la fisuración de flexión por todo el tablero y provocan el agotamiento de la estructura, cuando FS = 14,0, por aplastamiento del hormigón del alma de las secciones sobre la pila 2. Los esfuerzos en el dintel para ese nivel de cargas son:

Puente I Emp.	T	M ₁	M ₂	M _c
HP+PP+CP+14SCe	1856	-4059	-5143	4214
Idem Lineal	1730	4447	5382	3946
NL/L	1,07	0,91	0,96	1,07

Como se deduce de la tabla anterior, la respuesta de un puente de planta curva sobre apoyos que coaccionan el giro de torsión es claramente no lineal; si bien ello no es tan significativo como en el caso de apoyos puntuales. En efecto, el comportamiento de estos puentes recuerda mucho los esquemas típicos de tableros de planta recta, puesto

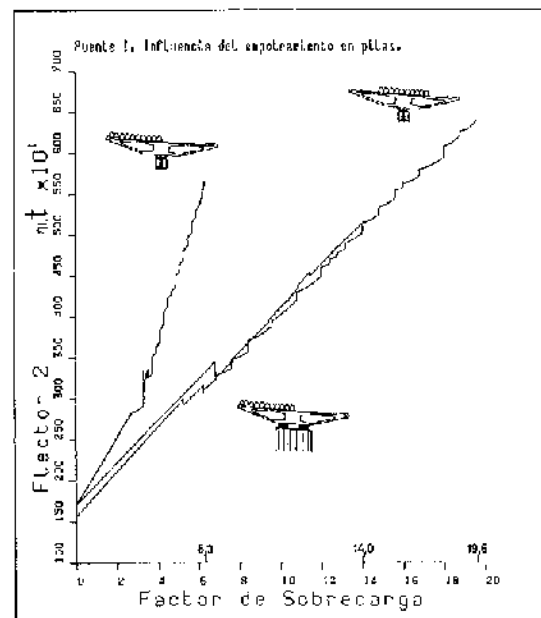


Fig. 33. Puente I. Evolución del momento flector en la sección sobre la pila 2, según la hipótesis de carga y la vinculación en pilas intermedias.

que, como en ellos, la torsión no es la sollicitación predominante. Puede comprobarse en la figura 33 la gran similitud de la respuesta con la del análisis a) (Apoyos puntuales, carga centrada); no obstante, la carga de rotura es significativamente inferior, debido a la concomitancia de momentos torsores en la sección crítica.

3.4. Estudio paramétrico sobre la influencia del pretensado longitudinal y transversal

Se pretende obtener en este apartado una valoración cuantitativa de la influencia que algunos parámetros pueden tener en la respuesta del puente curvo que se está analizando. El estudio se centra en tres aspectos: área de pretensado longitudinal, tensión en los tendones del pretensado transversal y sustitución del acero activo transversal por armadura pasiva.

3.4.1. Influencia del área de pretensado longitudinal en la respuesta del tablero

Se estudia, seguidamente, la repercusión que tiene en la respuesta del tablero un aumento o disminución del área de pretensado longitudinal. Se considera la misma tensión inicial que en el "Puente I", por lo que los esfuerzos de pretensado variarán proporcionalmente. Para ello se estudian dos tableros que se derivan del de referencia, al cual se decremента (-) o incrementa (+) en un 25% su área de acero de pretensado longitudinal.

De los resultados obtenidos (Figs. 34 y 35) se extraen las siguientes conclusiones:

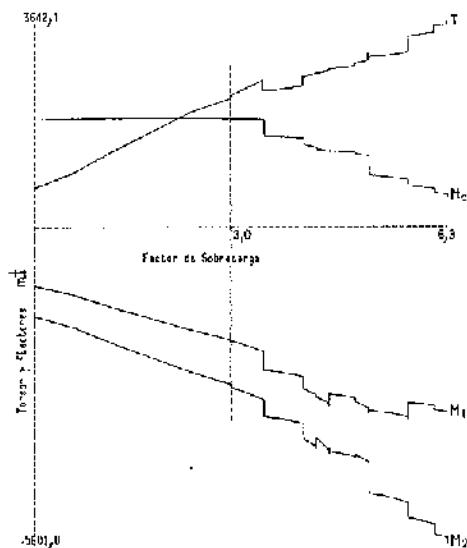


Fig. 34. Puente I ($A_p - 25\%$). SC400e. Evolución de los esfuerzos principales durante el proceso de carga.

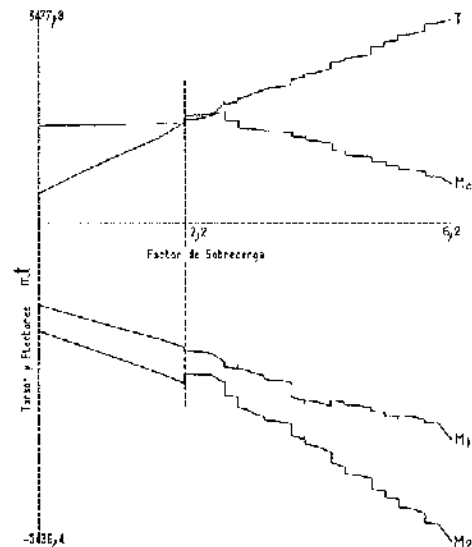


Fig. 35. Puente I ($A_p + 25\%$). SC400e. Evolución de los esfuerzos principales durante el proceso de carga.

a. La variación en la fuerza de pretensado influye notablemente en la carga de fisuración (Fig. 36). Así se obtienen valores de FS = 2,2 (-) y FS = 3,0 (+).

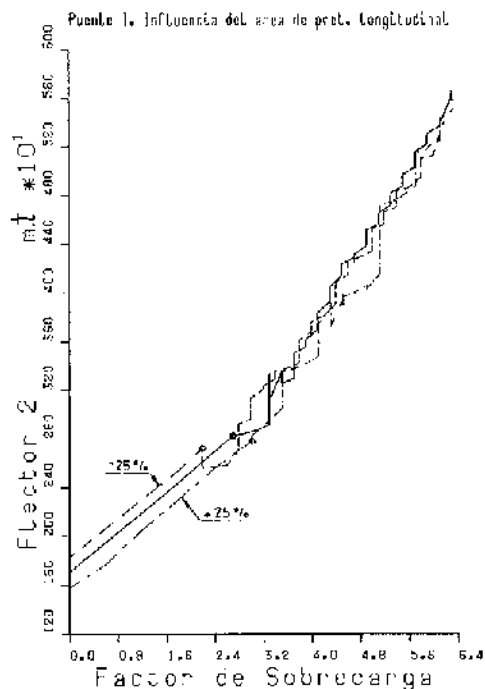


Fig. 36. Puente I. SC400e. Evolución del momento flector en la sección sobre la pila 2, según el grado de pretensado longitudinal.

b. En incrementos de cargas posteriores, las fisuras en el tablero se desarrollan paulatinamente, sin apreciarse diferencias destacables respecto al

puede de referencia. Aparentemente, el efecto inicial del pretensado se disipa al aumentar las sollicitaciones; por ello, y dado que la rotura se alcanza por aplastamiento del hormigón, la carga última será similar en ambos casos a la obtenida en 3.3.

c. En efecto, los factores de sobrecarga que producen el agotamiento de ambas estructuras son $FS = 6,2 (-)$ y $FS = 6,3 (+)$. Sin embargo, los elementos afectados son algo distintos: en el caso de reducir el área un 25%, todo el hormigón de las secciones cercanas al estribo y buena parte de sus armaduras determinan la condición de rotura; por el contrario, al aumentar el pretensado la plastificación de la armadura transversal en el alma deja de ser condicionante y prevalece el aplastamiento por compresión oblicua del hormigón de los jalcónes en secciones próximas al estribo.

d. A pesar de todo, los esfuerzos finales calculados son semejantes:

	T	M ₁	M ₂	M _c	NL/L
A _p - 25%	3478	-3598	-5401	662	1,25
A _p	3631	-3335	-5637	491	1,34
A _p + 25%	3642	-3216	5580	551	1,37

3.4.2. Influencia del grado de pretensado transversal en la respuesta del tablero

A continuación se estudia la influencia de la tensión inicial del pretensado transversal en la respuesta del tablero. Para ello se analizan dos puentes como el de referencia, que se tesan transversalmente un 20% por encima (+) o por debajo (-) de lo previsto en el proyecto original.

Los esfuerzos hiperestáticos originados por el pretensado transversal se modifican proporcionalmente. De todos modos, este efecto se cuantifica con detenimiento en 3.4.3.

Los resultados obtenidos (Figs. 37 y 38) aportan las conclusiones siguientes:

a. En las paredes donde el pretensado transversal existe, el inicio de las fisuras se retrasa (+)/adelanta (-). Evidentemente, el alma central de las secciones de apoyo sobre la pila 1 sigue fisurando para $FS = 2,7$; por contra, el agrietamiento de los jalcónes en las secciones cerca del estribo se detecta para $FS = 3,4 (+)$ y $FS = 3,1 (-)$ en lugar de $FS = 3,3$ en el análisis de referencia (Fig. 39).

b. Durante el proceso de carga, las observaciones hechas en el párrafo anterior acerca de la fisu-

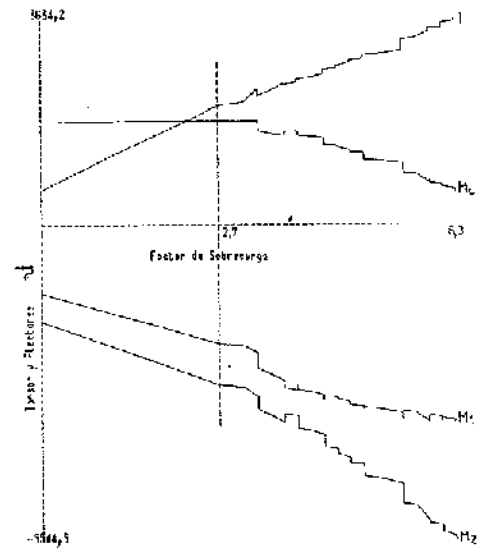


Fig. 37. Puente I ($\epsilon_{pt} + 20\%$). SC400e. Evolución de los esfuerzos principales durante el proceso de carga.

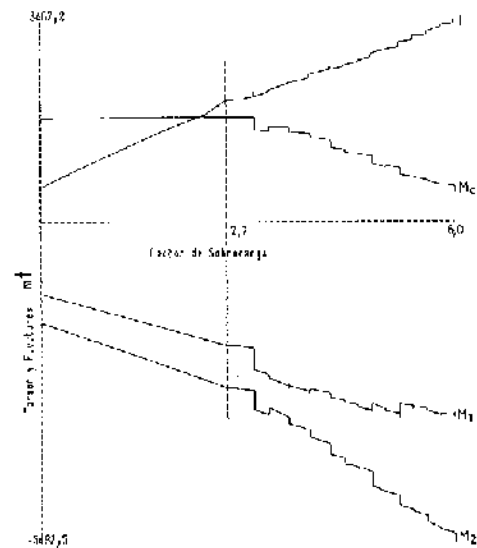


Fig. 38. Puente I ($\epsilon_{pt} - 20\%$). SC400e. Evolución de los esfuerzos principales durante el proceso de carga.

ración de las paredes y de las almas son la tónica general del comportamiento. La respuesta en esfuerzos es ligeramente distinta al análisis de referencia, sobre todo en el caso de disminuir la tensión inicial.

c. La rotura acontece para $FS = 6,3 (+)$ y $6,0 (-)$ por motivos similares a los del estudio original; si bien predomina el aplastamiento del hormigón (+) o la plastificación de los cercos (-).

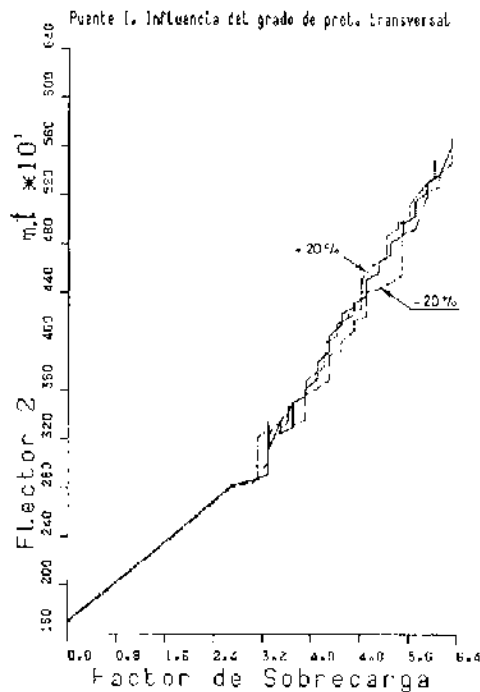


Fig. 39. Punte I. SC400e. Evolución del momento flector en la sección sobre la pila 2, según el grado de pretensado transversal.

d. A lo largo de todo el proceso de carga se observa que la influencia en la respuesta es más notoria cuando se disminuye la presolicitación del pretensado transversal. Así ocurre también en la situación última:

	T	M ₁	M ₂	M _c	NL/L
$e_{pt} - 20\%$	3467	-3175	-5470	514	1,33
e_{pt}	3621	-3335	-5637	491	1,34
$e_{pt} + 20\%$	3634	-3329	-5515	592	1,31

3.4.3. Influencia de la sustitución del pretensado transversal por armadura pasiva, en la respuesta del tablero

La utilización de pretensado transversal suele ser una solución cara e incómoda, en comparación al pretensado longitudinal, sobre todo en puentes con relaciones ancho/luz pequeñas. La mayor proporción de anclajes respecto al kg de acero en tensión y las numerosas operaciones de tejado e inyección de lechada son las causas fundamentales por las que esta técnica procura evitarse. Sin embargo, la exigencia de mantener el tablero en condiciones de servicio obliga, en ocasiones, al empleo de este recurso. En este apartado se estudian las consecuencias que hubiera tenido el sustituir el

pretensado transversal por armadura pasiva, en el "Punte I".

Se realizan dos análisis que corresponden a criterios distintos: en el primero se mantiene la cuantía geométrica de armadura transversal (A_t) en la idea de obtener la misma rigidez tangente a torsión; en el segundo se conserva la cuantía mecánica ($A_t f_y$) para asegurar idéntico torsor último.

Los resultados del primer análisis (Fig. 40) permiten deducir los esfuerzos hiperestáticos longitudinales originados por el pretensado transversal, por comparación con los de referencia:

	T	M ₁	M ₂	M _c
HP transversal	36	69	49	50
% HP ₁ /HP	+ 8,6	+ 8,6	+ 8,5	+ 8,6
% HP ₂ /(HP + PP + CP)	+ 5,9	- 5,8	2,9	+ 2,8

El cuadro precedente demuestra que estos esfuerzos deben considerarse, al menos, para verificar los estados límites de servicio. Este fenómeno, debido a las deformaciones longitudinales generadas por efecto Poisson, será tanto más importante cuanto menos uniforme sea la distribución del pretensado transversal en la sección; por ejemplo, cuando sólo se disponga en la tabla superior para resolver la flexión transversal del forjado.

Otras conclusiones deducidas de los resultados (Figs. 40 y 41) son:

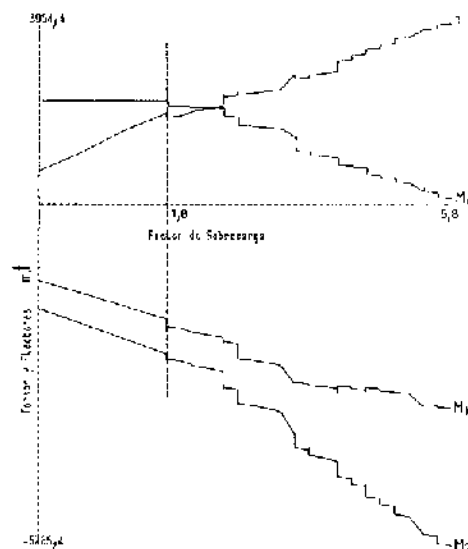


Fig. 40. Punte I. SC400e. Sustitución del pretensado transversal por armadura pasiva, manteniendo la cuantía geométrica. Evolución de los esfuerzos principales durante el proceso de carga.

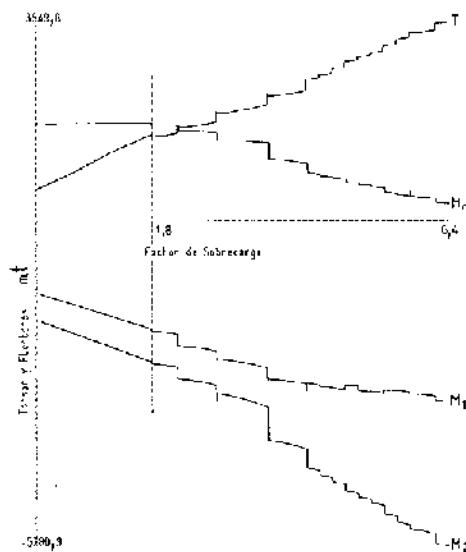


Fig. 41. Puente I. SC400e. Sustitución del pretensado transversal por armadura pasiva, manteniendo la cuantía mecánica. Evolución de los esfuerzos principales durante el proceso de carga.

a. El inicio de la fisuración se adelanta, como era de esperar, a $FS = 1,8$ en ambos casos (Fig. 42), si bien es más intensa en el primero de ellos.

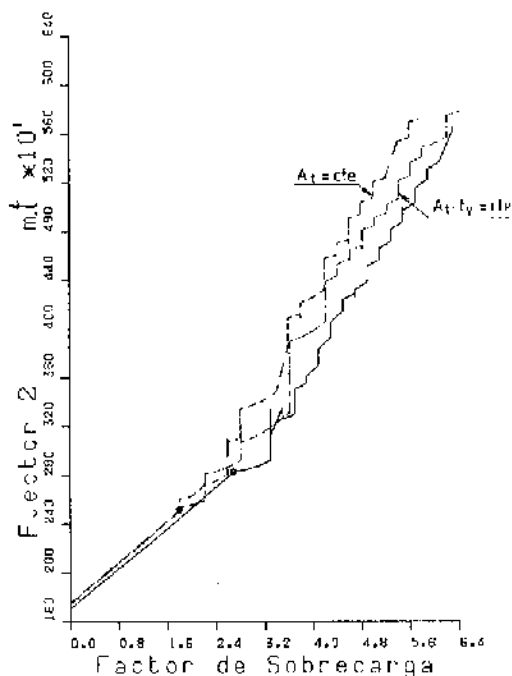


Fig. 42. Puente I. SC400e. Evolución del momento flector en la sección sobre la pila 2, según el criterio empleado para sustituir el pretensado transversal por armadura pasiva.

b. La rigidez secante a torsión de las secciones fisuradas es respectivamente menor y mayor que la calculada en el "Puente I". La redistribución de los esfuerzos al aumentar la sobrecarga evoluciona consecuentemente.

c. La rotura, para la hipótesis de mantener la cuantía geométrica, ocurre cuando $FS = 5,8$ por plastificación de la armadura transversal del alma de las secciones próximas al estribo, mientras en el otro supuesto acontece cuando $FS = 6,4$ por aplastamiento del hormigón de los jabalcones de esas mismas secciones. La importante reducción en la carga última para el primer análisis, puede explicarse por el hecho de que, para unas deformaciones dadas, el acero transversal, al no estar presolicitado, soporta una tensión mucho menor. El hormigón, por equilibrio, también se encuentra menos comprimido, y en definitiva, los esfuerzos resistidos para una deformación dada son más pequeños, por lo que otros paneles se sobrecargan y agotan antes.

d. Los momentos calculados en la situación última son:

	T	M ₁	M ₂	M _c	NL/L
A _t	3054	-3355	-5714	121	1,40
Puente I	3621	-3335	-5637	491	1,34
A _t f _y	3550	-3148	-5765	321	1,34

De lo expuesto se concluye que, en el caso de sustituir pretensado transversal por armadura pasiva, debe mantenerse la cuantía mecánica para, al menos, garantizar la carga de rotura prevista. El estado límite de fisuración se alcanza con menor sobrecarga y la redistribución de esfuerzos es mayor, todo lo cual posibilita una carga última incluso algo más elevada.

Finalmente, y como resumen de todo el estudio realizado para el puente curvo, se presenta una tabla con los principales resultados de los análisis efectuados:

Análisis	FS _{crack}	FS _{ult}	NL/L	Rotura
Ref. SC400e	2,7	6,3	1,34	Torsión
a) SC400c (*)	6,8	19,6	0,95	Flexión
b) SC400i	4,2	9,1	0,71	Torsión
c) Empotr.	5,0	14,0	0,96	Flexión-Torsión
d) + 25% A _p	3,0	6,3	1,37	Torsión
e) -25% A _p	2,2	6,2	1,25	Torsión
f) + 20% ε _{pt}	3,4	6,3	1,31	Torsión
g) -20% ε _{pt}	3,1	6,0	1,33	Torsión
h) A _t = cte	1,8	5,8	1,40	Torsión
i) A _t f _y = cte	1,8	6,4	1,34	Torsión

(*): Carga centrada de igual magnitud al análisis de referencia.

4. CONCLUSIONES

Respecto a aspectos comunes de la respuesta de puentes esviados y curvos:

(1) La evolución de los esfuerzos internos, ante cargas crecientes, en puentes de hormigón pretensado de tablero continuo de planta recta, esviada o curva es claramente no lineal a partir de la fisuración.

(2) Si se supone comportamiento elástico y lineal de los materiales, se observa que los momentos flectores, en tableros continuos de planta recta, dependen exclusivamente de las rigideces de flexión a lo largo del puente. Sin embargo, en tableros esviados o curvos, dependen, además, del cociente de rigideces de flexión y torsión. Por ello, suele decirse que en estos puentes la flexión y la torsión están acopladas a nivel estructural.

(3) El hormigón armado o pretensado, es un "material" de marcado comportamiento no lineal. Se demuestra experimentalmente que existe una clara interacción a nivel sección, en resistencia y deformabilidad, entre flexión, torsión y cortante.

Ello implica que, incluso en un puente continuo recto, para el estudio de su evolución hasta rotura por flexión, es imprescindible tener en cuenta el momento torsor concomitante, puesto que su mayor o menor intensidad, en distintas secciones, puede influir apreciablemente en las respectivas rigideces de flexión; y viceversa, el momento flector en las rigideces de torsión.

(4) Por lo expresado anteriormente, los modelos de análisis desacoplados a nivel sección no pueden simular la respuesta real de tales estructuras. Tan sólo pueden ser útiles, como buena aproximación, cuando alguno de los esfuerzos sea predominante.

Respecto al estudio de la respuesta del puente de hormigón pretensado de planta esviada, analizado en el apartado 2 bajo distintas hipótesis:

(5) La evolución de la respuesta en esfuerzos y deformaciones, a partir de la fisuración, es claramente no lineal. Por ejemplo, para el puente esviado de referencia, en rotura, se produce un incremento del flector en centro luz de un 13% respecto al cálculo lineal. Los momentos flector y torsor en estribos se reducen, en cambio, en un 34%.

(6) La relación media de rigideces EI/GJ asciendo, en rotura, hasta 5,7, mientras que, según el cálculo lineal, tan sólo es de 1,52, es decir, llega a ser casi cuatro veces superior.

(7) La rotura teórica de la estructura se produce por agotamiento de la sección a tercios de luz. Aunque lo anterior pueda parecer sorprendente, es sencillo justificarlo si se considera la interacción en resistencia de la flexión, torsión y cortante. En

efecto, el agotamiento se produce por aplastamiento del hormigón en la mitad superior del alma derecha, allí donde concurren tensiones normales de flexión y tensiones tangentes de torsión y cortante. Si comparamos, en la sección de centro luz no existe cortante, y en la sección a cuartos de luz actúa un flector mucho menor.

(8) Del estudio de la influencia de la cuantía de armadura pasiva de las almas en la respuesta, se concluye que, cuanto menor es aquella, más rápidamente se pierde la rigidez de torsión. Asimismo, dado que la rigidez de flexión apenas se ve afectada, el cociente EI/GJ crece proporcionalmente, propiciado una mayor redistribución de esfuerzos.

(9) En cuanto a la influencia de la fuerza de pretensado en la respuesta, se ha observado, en el puente de referencia, que un aumento apreciable de la misma eleva sensiblemente la carga de fisuración, y retrasa la aparición de fisuras en todo el tablero. Consecuentemente, la rigidez a torsión no decrece tanto y, por ello, la relación EI/GJ se mantiene por debajo de 4,0. La capacidad portante del tablero crece ligeramente.

(10) Se ha estudiado también la repercusión en la respuesta de posibles descensos en los apoyos. Según estudios precedentes y propios, parece que los criterios de dimensionamiento habituales presentan la ductilidad suficiente para poder afirmar que los movimientos impuestos en los apoyos modifican la carga de fisuración, pero no la carga última.

Respecto al estudio de la respuesta del puente de hormigón pretensado de planta curva, analizado en el apartado 3 bajo distintas hipótesis:

(11) La evolución de la respuesta, ante sobrecargas crecientes, de un puente de hormigón pretensado de planta curva, sobre apoyos puntuales, es no lineal en esfuerzos y deformaciones. La forma y el grado de redistribución de los esfuerzos internos depende, fundamentalmente, del tipo de carga considerada. Así, para sobrecargas no centradas se obtienen, en la situación última, variaciones del momento flector sobre apoyos de 29% (interior) y +34% (exterior) respecto al cálculo lineal. Sin embargo, para carga centrada la redistribución es sólo del 5%, muy similar a la que se obtendría si se tratara de planta recta.

(12) En cuanto a la capacidad portante, las sobrecargas últimas que agotan la estructura según ocupen una posición exterior, centrada, o interior, guardan una relación 2:6:3, lo que indica, claramente, el complejo comportamiento de estos tableros curvos sobre apoyos puntuales.

(13) En el estudio del comportamiento resistente a flexión de puentes de planta recta, es usual plantear la comparación entre los resultados de un

análisis lineal y los de otro no lineal, obteniendo, de ese modo, una estimación del margen de seguridad a flexión de aquellas estructuras. Ello es posible gracias a que el momento flector último respuesta, para cada sección, puede determinarse independientemente de las acciones existentes. Para un puente de planta curva, en cambio, es necesario calcular, para cada hipótesis de carga, la terna de valores concomitantes flector-torsor-cortante que producen la rotura en cada sección. Por tanto, la estimación del margen de seguridad, respecto al cálculo lineal, no es, en estos puentes, un resultado fácilmente deducible del análisis, como ocurre en tableros de planta recta.

(14) Si el tablero se construye sobre apoyos dobles, que coaccionan el giro de torsión entre dintel y pilas, los esfuerzos son, incluso después de fisuración, semejantes a los deducidos para un tablero recto, en cualquier hipótesis de carga. En consecuencia, la capacidad portante de estos tableros es netamente superior a la de los construidos sobre apoyos puntuales, llegando a ser más del doble en algunos casos.

(15) En cuanto al efecto de la variación de la cuantía de pretensado longitudinal, su mayor influencia radica en el nivel de carga que produce la fisuración. Tras ésta, su efecto parece desvanecerse al aumentar las solicitaciones, de modo que la carga última, la cual se produce por solicitaciones tangentes, apenas sufre alteración alguna.

(16) Igualmente, la variación de la tensión de pretensado transversal influye en la carga de fisuración; pero su repercusión en la evolución de la respuesta no es apreciable.

(17) Los estudios realizados permiten deducir la existencia de unos esfuerzos hiperestáticos longitudinales, originados por el pretensado transversal, que deberían considerarse para verificar los estados límites de servicio, ya que pueden alcanzar valores del orden del 5% de los esfuerzos en el estado permanente. Este fenómeno, debido a las deformaciones longitudinales generadas por efecto Poisson, será tanto más importante cuanto menos uniforme sea la distribución del pretensado transversal en la sección.

(18) En el caso de intentar sustituir el pretensado transversal por armadura pasiva, debe mantenerse la cuantía mecánica de acero transversal para como mínimo, garantizar la misma carga de rotura. No obstante, cuando la armadura transversal no es activa, la fisuración se alcanza con menor sobrecarga y la redistribución de esfuerzos es mayor, todo lo cual posibilita una carga última incluso más elevada que la prevista. Así pues, la utilización de pretensado transversal, no resulta en este caso tan ventajosa como pudiera parecerse, desde el punto de vista del comportamiento resistente, aunque siempre es conveniente de cara al control de la fisuración.

5. REFERENCIAS

[1] Aparicio A.C. y Casas J.R. "Resultados y conclusiones de las pruebas efectuadas en el paso superior de Alfonso X, del Cinturón de Ronda de Barcelona: una fuente de enseñanzas". Hormigón y Acero N^o 162. pp. 33-141 (Enero-Marzo 1987).

[2] López A. "Estudio de la evolución de la respuesta hasta la rotura de tableros continuos de puentes de hormigón pretensado de planta curva o esviada". Tesis Doctoral. E.T.S. Ing. Caminos. Barcelona (Jun. 1987).

[3] López A. y Aparicio A.C. "Modelo de análisis de secciones para evaluar la respuesta hasta la rotura, por solicitaciones normales y/o tangentes, de estructuras de hormigón pretensado". XII Asamblea de ATEP. Granada, (Oct. 1987). Hormigón y Acero N^o 166. pp. 33-58 (Enero-Marzo 1988).

[4] Arenas J.J. "El pretensado considerado como acción compensadora de las cargas exteriores". Revista de Obras Públicas. pp. 97-113 (Feb. 1974).

[5] Aparicio A.C. "Estudio de la evolución hasta la rotura por solicitaciones normales de tableros continuos de puente de hormigón armado o pretensado". Tesis Doctoral. E.T.S. Ing. Caminos. Santander (Abr. 1980).

[6] Arenas J.J. y Aparicio A.C. "Los puentes curvos del enlace de Santamarca de la autopista de La Paz, en Madrid". Hormigón y Acero, N^o 130-131-132, pp. 304-325 (Enero-Septiembre 1979).

[7] Sawko F. "Computer analysis of grillage curved in plan". Memorias de la IABSE (1967).

[8] Fernández Casado C., Manterola J. y Fernández Troyano L. "Puentes rectos y curvos sobre apoyos puntuales". Hormigón y Acero N^o 109. pp. 29-74. (Octubre-Diciembre 1973).

RESUMEN

El objeto de este trabajo es el estudio de la evolución de la respuesta hasta la rotura de puentes de hormigón pretensado de planta curva o esviada, donde los mecanismos resistentes de flexión y torsión están acoplados.

Para ello, se utiliza un modelo de análisis no lineal, por el material, donde se plantea la interacción, en deformabilidad y en resistencia, de la flexión, el cortante y la torsión, modelizando los puentes curvos por una poligonal de elementos lineales definidos mediante las adecuadas secciones transversales que pueden obtenerse a lo largo de la directriz del puente en estudio.

A continuación, se analiza la evolución de la respuesta hasta la rotura, por solicitaciones normales y tangentes, de dos puentes de hormigón pre-

tensado, uno de planta esviada y otro de planta curva. Los resultados confirman que la respuesta es fuertemente no lineal, tanto en esfuerzos como en deformaciones, lo cual supone que, en determinadas hipótesis, el cálculo lineal puede dejar muy del lado de la inseguridad. Asimismo, se desarrolla un estudio acerca de la influencia del pretensado longitudinal y transversal, y se muestra la insuficiencia de los modelos desacoplados a nivel sección, para predecir esfuerzos y deformaciones en los puentes analizados.

SUMMARY

The subject of this work is to study the evolution of structural response up to failure of prestressed concrete bridges curved or skewed in plan, where bending and torsion are coupled.

The paper describes a mathematical model for

non linear mechanical analysis where bending, shear and torsion interaction is taken into account, in deformability and strength, in order to modelize prestressed concrete curved bridges through a polygonal of straight elements structurally defined by its cross sections.

Applying this model, two prestressed concrete bridges are analyzed. The first one, is a skewed bridge simply supported, and the second one is a continuous bridge curved in plan. The theoretical results confirm that the structural response is strongly non linear in internal forces and displacements, showing that, for several loading cases, linear analysis may give results in the unsafe side. Also, a parametric study on the influence of amount of longitudinal and trasverse prestressing is carried out and the unsuitability of sectional uncoupled models for calculating internal forces and displacements of this type of bridges is shown.

* * *

IV Congreso Mundial sobre Edificios de Altura Los edificios de altura, más allá del año 2000

Organizado por el "Consejo de Edificios de Altura y el Habitat Urbano", de la Universidad de Lehigh, se va a celebrar en Hong Kong, durante los días 5-9 de 1990, el IV Congreso Mundial sobre Edificios de Altura.

En 1990, a sólo diez años del inicio del Siglo XXI, se estarán ya proyectando edificios de altura que serán utilizados por sus ocupantes mucho más tiempo durante el nuevo siglo que antes de que se concluya el actual. ¿Qué consideraciones deberán ser tenidas en cuenta por los profesionales, en el momento de estudiar las necesidades que deben cubrir sus proyectos para dar satisfacción a los usuarios de esos edificios en el próximo siglo?

El dar respuesta a este interrogante, constituye el primordial objetivo del Congreso que se ha organizado, en el curso del cual, en las Comunicaciones que se presenten y discutan, procedentes de los diferentes países del mundo, se aportarán ideas que permitan documentarse sobre la mejor forma de proyectar para más allá del año 2000, desde los puntos de vista, tanto técnicos como sociales, económicos, estéticos, etc.

El Congreso se abrirá con una Sesión de Aper-

tura que dará paso a cinco días de Sesiones Técnicas y concluirá el sábado 10 de noviembre con una visita a los más importantes edificios de Hong Kong.

El primer día, lunes 5 de noviembre, por la tarde habrá una solemne recepción. Durante los días siguientes se celebrarán una o más Sesiones Técnicas con destacados conferenciantes invitados, presentación de Comunicaciones y amplios coloquios, con interrupción para los almuerzos de trabajo y descansos para tomar café.

Los textos de todas las Conferencias y Comunicaciones presentadas se publicarán en los Proceedings que se tiene previsto entregar a los participantes en el Congreso.

Los interesados en presentar Comunicaciones y/o asistir a estas reuniones deberán dirigirse, a la mayor brevedad posible, en solicitud de todos los detalles complementarios a:

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT
Lehigh University, Bldg. 13
Bethlehem, PA 18015
USA.

Estudio experimental de la puesta en carga de una estructura y el corte del pilar de un edificio de ocho plantas

Jesús Rodríguez Santiago
Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.
Dragados y Construcciones, S.A.

José M^a Conde-Salazar
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
Laboratorio Geocisa

1. INTRODUCCION

El cambio de uso de un edificio industrial con una planta sótano y ocho plantas sobre el nivel de la calle, ha requerido la eliminación de uno de sus pilares de la planta primera, a fin de poder ubicar una sala de conferencias en esa zona.

La estructura de hormigón armado del edificio, construido hace unos veinte años, está formada por pilares situados cada 5,0 m aproximadamente, vigas de 0,50 a 0,60 m de canto, en ambas direcciones, y un forjado reticular con bovedillas cerámicas.

La eliminación del pilar de la planta primera, sobre el que apoyaban un total de siete forjados, exigió la construcción de una estructura metálica de refuerzo para transmitir las cargas de este pilar a la cimentación.

Esta estructura (fig. 1), definida en el proyecto de la obra (1), está formada por dos vigas de celo-

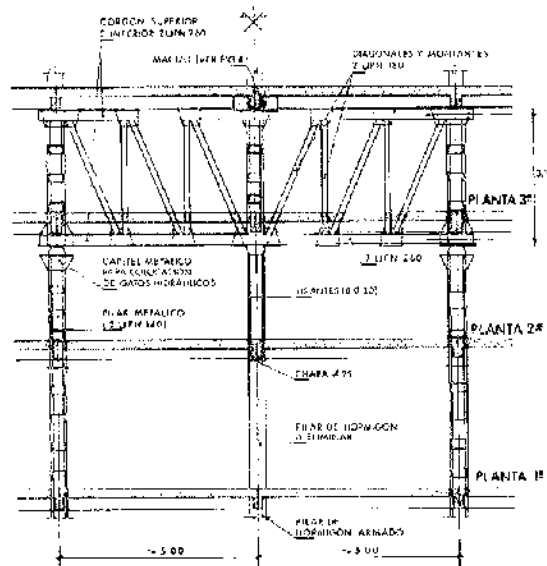


Fig. 1. Estructura metálica.

(1) El autor del proyecto fue el arquitecto Vicente Emmanuel.



Fig. 2. Vigas de celosía metálica en la planta tercera.

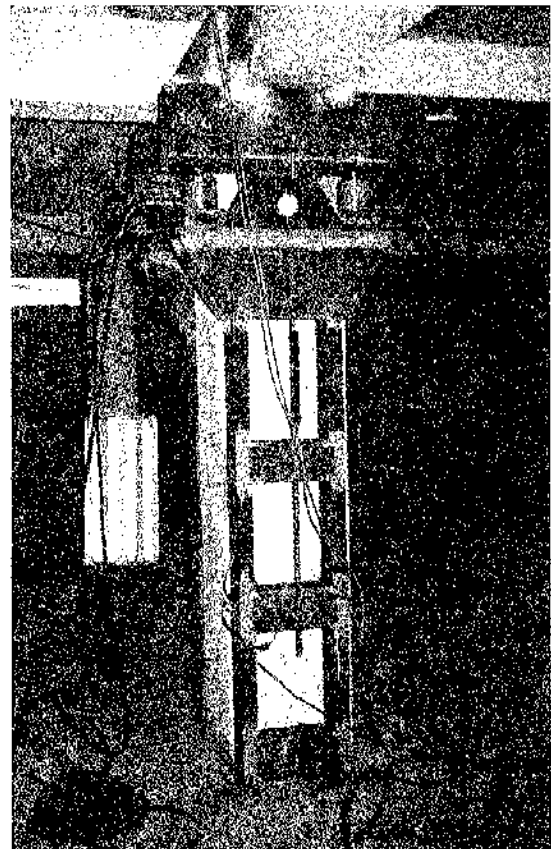


Fig. 3. Apoyo de las vigas en los pilares metálicos.

sía, metálicas, situadas en paralelo y a ambos lados del pórtico de hormigón al que pertenecía el pilar (fig. 2). Tienen un canto igual a la distancia existente entre los forjados del techo y suelo de la planta 3, planta en la que se ubicaron por razones de compatibilidad con la nueva distribución del edificio. Sus cordones superiores se arriostraron entre sí mediante una triangulación metálica para mejorar su comportamiento frente al pandeo.

Las vigas se apoyan en pilares metálicos los cuales están adosados a los del edificio, aunque separados de ellos (fig. 3), y atraviesan los forjados hasta llegar a sus zapatas. La unión entre la estructura del edificio y la parte superior de las vigas se resolvió mediante un macizo fabricado con un mortero sin retracción (fig. 4) que se armó con 4E ϕ 20 en cada lado y se hormigonó cuando las vigas estaban ya colocadas, picando previamente las caras de las vigas y del pilar de hormigón.

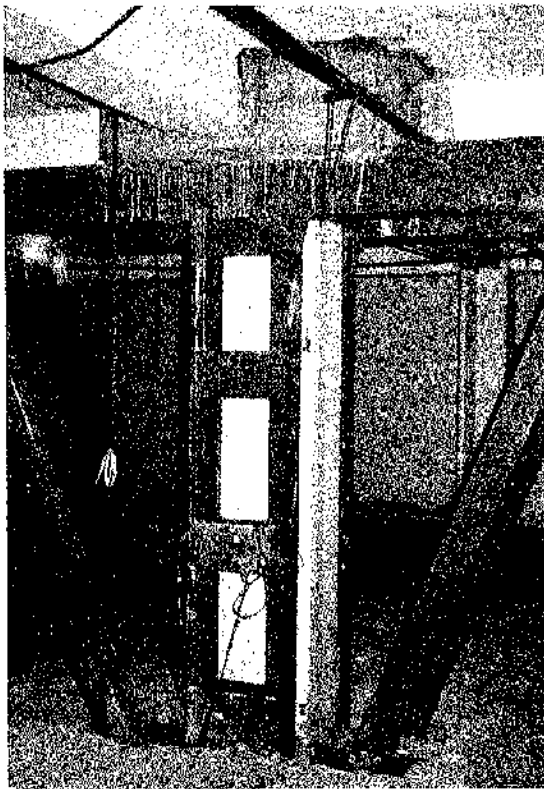


Fig. 4. Unión entre la estructura del edificio y la parte superior de las vigas metálicas.

La estructura del techo de la planta segunda apoya en los cordones inferiores de las vigas y, a su vez, la del suelo de dicha planta cuelga de éstas mediante ocho tirantes de 20 mm de diámetro (fig. 5). Estos se soldaron al nudo inferior central de las celosías metálicas y sus extremos inferiores se unieron mediante tuercas a unas chapas de 25 mm de espesor situadas en la cara inferior de las vigas de hormigón del forjado que fue preciso colgar (fig. 6).



Fig. 5. Vista de la estructura de refuerzo en la planta segunda.

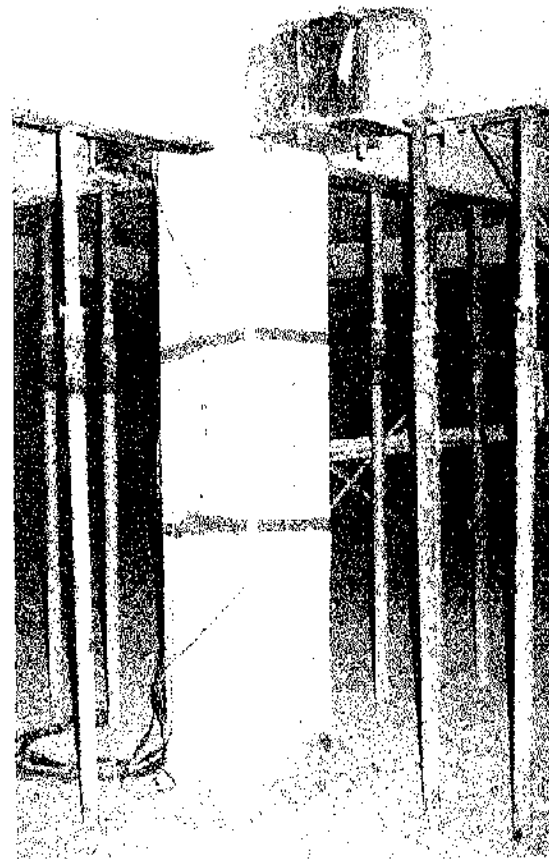


Fig. 6. Detalle del cuelgue de la estructura del techo de la planta primera.

2. ESTUDIOS PREVIOS A LA PUESTA EN CARGA

La solución contenida en el proyecto suponía la puesta en carga de la estructura metálica de refuerzo antes de realizar el corte del pilar del edificio. Con ello se pretendía descargarlo y evitar en lo posible bruscas redistribuciones de solicitaciones y deformaciones en la estructura de hormigón de la que se desconocía, tanto las calidades de

sus materiales como la cuantía y distribución de sus armaduras.

Se tenía previsto deformar las vigas metálicas, aplicando cargas verticales hacia arriba en sus extremos, mediante ocho gatos hidráulicos emplazados entre ellas y los pilares metálicos de refuerzo. Las vigas estaban apoyadas en sus nudos centrales superior e inferior. En el primero, a través del macizo previamente hormigonado y en el segundo, mediante el calzado con chapas metálicas entre las vigas de hormigón encamisadas y la estructura metálica.

Antes de la operación de la puesta en carga se llevaron a cabo unos cálculos que permitieron deducir que el pilar de la planta primera que había que eliminar estaba sometido a una compresión de unas 90 t debidas a la acción de las cargas permanentes sobre el edificio.

También se realizó un cálculo del pórtico de hormigón bajo la acción de unas cargas verticales, hacia arriba, aplicadas en los nudos de la estructura contra los que apoyaban las vigas metálicas. Para tener en cuenta la colaboración del pórtico perpendicular al anterior se introdujeron en los cálculos unos valores de momento de inercia equivalentes de las vigas, ya que no se estimó necesario llevar a cabo un cálculo con una estructura espacial.

Así pudo estimarse que la aplicación de las citadas cargas producía una descompresión del pilar de la planta primera del orden del 80-85 por 100 de ellas, con lo que sería necesario aplicar, mediante los gatos hidráulicos, unas cargas de 100-120 t que producirían una flecha de unos 7 mm en las vigas metálicas.

Predecir el comportamiento de la estructura metálica era una tarea posible. Por el contrario, la respuesta de la estructura de hormigón bajo la acción de las cargas era menos predecible a causa de su fuerte hiperestatismo y del comportamiento del hormigón armado. Por ello, además de los cálculos realizados, se decidió plantear una instrumentación aplicada a los pilares de hormigón y a la estructura metálica, con la que poder llevar a cabo un seguimiento de la puesta en carga y así poder tomar las decisiones pertinentes antes de proceder al corte del pilar.

También se realizó un chequeo del hormigón de los pilares próximos al que era necesario eliminar, extrayendo testigos para su rotura a compresión y llevándose a cabo un chequeo complementario mediante ultrasonidos, lo que permitió concluir que el hormigón tenía una resistencia característica del orden de 140-150 kp/cm^2 .

3. INSTRUMENTACION

Se instrumentaron varios elementos de la estructura metálica de refuerzo, así como el pilar de hormigón que había que eliminar y el inmediatamente superior. En la figura 7 se representa esquemáticamente la instrumentación utilizada que estaba compuesta por:

—Flexímetros sobre bases magnéticas, con 5 cm de rango y 0,01 mm de resolución, situados en cada uno de los apoyos de las vigas de celosía (fig. 8) con el fin de medir la separación entre éstas y los pilares metálicos durante la aplicación de las cargas.

Nivel con micrómetro incorporado y una resolución de 0,1 mm que se estacionó en la planta segunda, y miras de precisión que se unieron a los nudos centrales inferiores de las vigas metálicas y a la parte superior de los pilares metálicos. A partir de los datos obtenidos con el nivel y los flexímetros se pudo conocer en cada escalón de carga la flecha de las vigas y el descenso de la coronación de los pilares metálicos.

Galgas extensométricas de hilo de resistencia (strain-gauges) con 5 mm de longitud de gaiga para la estructura metálica y 60 mm para los pilares de hormigón (figs. 8 y 9). Con estas galgas se midieron los acortamientos unitarios de los pilares metálicos que estaban instrumentados con un strain-gauge en cada perfil UPN, a la mitad de su altura, en la planta segunda. También se midieron los acortamientos y alargamientos unitarios de los montantes centrales y las diagonales intermedias de las vigas de celosía, así como los alargamientos unitarios de los ocho tirantes de 20 mm de diámetro que tenían cada uno un strain-gauge a la mitad de su altura.

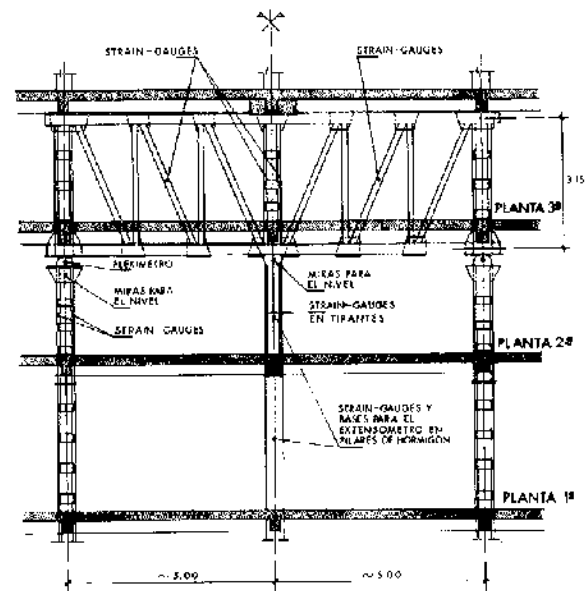


Fig. 7. Esquema de la instrumentación.



Fig. 8. Instrumentación en los pilares: Strain-gauges, flexímetros y miras de precisión.



Fig. 9. Medida de los alargamientos unitarios del pilar de hormigón con strain-gauges y extensómetro mecánico y de los tirantes con strain-gauges.

Los dos pilares de hormigón se instrumentaron con un strain-gauge situado en cada una de sus cuatro caras y a la mitad de la altura, en las plantas primera y segunda, respectivamente.

Con el fin de agilizar la toma de datos, los treinta y seis strain-gauges empleados se conectaron a través de una caja de conexiones a un Data Logger y un ordenador equipado con un plotter e impresora (fig. 10). Con esta cadena, representada esquemáticamente en la fig. 11, se pudo realizar la lectura instantánea en todos los puntos. La función del Data Logger era la de muestrear las señales proporcionadas, acondicionarlas y proceder a su conservación digital. Los datos así obtenidos se transferían al ordenador vía Interface-Bus, que controlaba el Data Logger, recogía y archivaba los datos y hacía su tratamiento y envío a los periféricos (plotter e impresora). Así fue posible visualizar mediante gráficos la evolución de las medidas en función de las cargas introducidas.

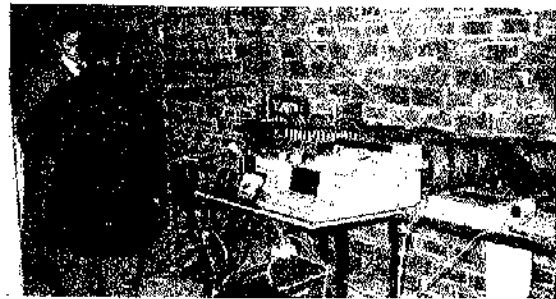


Fig. 10. Equipos de lectura de medidas de los strain-gauges.

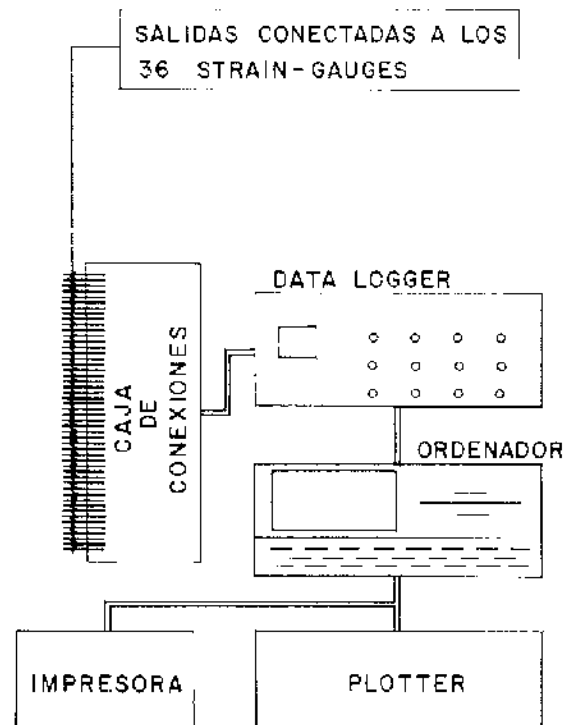


Fig. 11. Esquema de los componentes del equipo de medidas.

—Extensómetro mecánico de 40 cm de base de medida y una resolución de 4×10^{-6} , para las medidas complementarias de los alargamientos unitarios de los pilares de hormigón. Se dispusieron bases de medida en las cuatro caras de los dos pilares ya citados y a la mitad de su altura (fig. 9).

4. PUESTA EN CARGA

Como ya se ha comentado, la puesta en carga de la estructura metálica se llevó a cabo utilizando ocho gatos hidráulicos de 13 cm de diámetro y con una altura máxima de 18 cm, situados entre los capiteles de los pilares metálicos y las vigas de celosía (figs. 1, 3 y 8), que se accionaron mediante dos

bombas manuales conectadas cada una a los cuatro gatos de uno de los lados. La presión en los circuitos hidráulicos se controló con un manómetro situado en cada uno de ellos.

Las cargas se aplicaron por escalones (tabla 1), procediéndose a la lectura y toma de datos en cada uno de ellos y no pasando al escalón de carga siguiente hasta la completa estabilización de las medidas.

El comienzo de la operación tuvo que retrasarse a causa de tener que revisarse el sistema de gatos, mangueras y bombas, iniciándose el proceso a media tarde del día primero. Previamente se habían apuntalado, como medida suplementaria de seguridad, las plantas baja y primera en la zona próxima

TABLA 1
Etapas de la puesta en carga de la estructura

Día	Estado de carga	Hora	Carga (t.)	Observaciones
Primero	1	19,20	0	Aplicación de cargas con los gatos hidráulicos, estando sin apretar las tuercas de los tirantes metálicos.
	2	19,30	29,8	
	3	19,45	44,7	
	4	20,05	59,6	
	5	20,30	74,5	
	6	20,45	89,4	
	7	23,00	89,4	Apretado de las tuercas de los tirantes.
	8	23,05	89,4	
	9	23,25	104,3	Aplicación de cargas con los gatos hidráulicos.
	10	24,00	119,2	
	11	0,40	119,2	
	12	—	119,2	
Segundo	13	1,15		Vigas calzadas y apoyadas provisionalmente en los pilares metálicos.
	14	9,20	—	
	15	—	—	
	16	11,50	119,2	Aplicación de cargas con los gatos hidráulicos.
	17	12,15	134,3	
	18	12,45	134,3	
	19	12,55	—	Vigas definitivamente calzadas y apoyadas en los pilares metálicos.
	20	13,30	—	Apretado de las tuercas de los tirantes.
	21	14,00	—	Pilar de H.A. a medio cortar.
	22	14,30	—	Pilar de H.A. totalmente cortado.
	23	17,20	—	
	24	17,45	—	Retirada de los puntales de la P. 1ª
	25	18,20	—	

al pilar que se iba a eliminar. También se habían alojado las tuercas de la parte inferior de los tirantes.

Se aplicaron un total de cinco escalones de carga hasta alcanzar un total de 89,4 t. A continuación se inició el corte del pilar de hormigón, de 0,50 x 0,55 m de sección, hasta llegar a descubrir sus armaduras, ocho redondos lisos de 20 mm de diámetro situados en el centro de las caras y en las esquinas (fig. 12). Posteriormente, se apretaron las tuercas de los tirantes con llave inglesa hasta alcanzar en ellos una tensión de 150 kp/cm². La carga introducida con los gatos se controló mediante los manómetros y la de los tirantes mediante sus alargamientos medidos con los strain-gauges.



Fig. 12. Inicialización del corte del pilar hasta descubrir sus armaduras.

Se continuó introduciendo cargas con los gatos hasta alcanzar 119,2 t, procediéndose entonces a calzar las vigas con chapas de acero dulce y a descargar los gatos. En esta situación quedó la estructura durante toda la noche.

A la mañana siguiente se llevó a cabo una nueva lectura de datos y se estimó que era preciso aumentar las cargas en la estructura, ya que la operación de su "calzado" sobre las chapas y la retirada de los gatos habían producido unas pérdidas considerables.

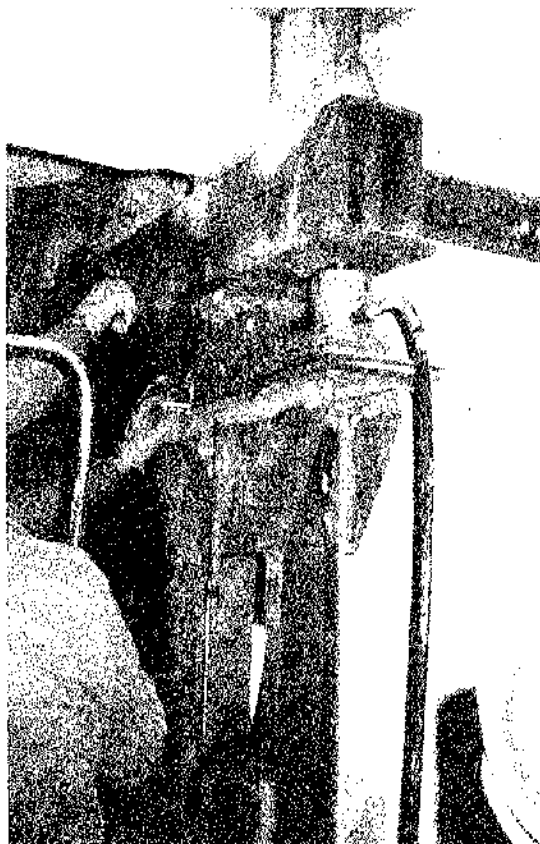


Fig. 13. Colocación de las chapas para el calzado de las vigas.

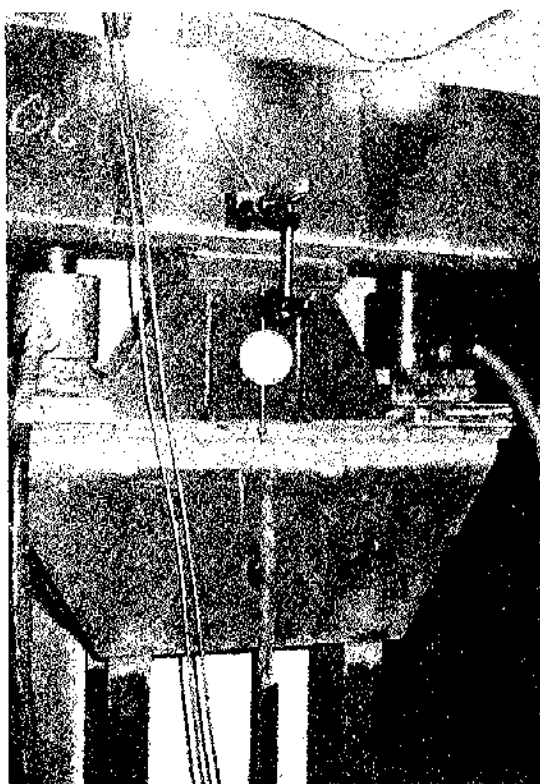


Fig. 14. Detalle de la viga calzada y apoyada en el pilar metálico.

Se situaron nuevamente los gatos y se aplicaron cargas hasta alcanzar un valor total de 134,3 t, procediéndose a continuación al "calzado" definitivo mediante la colocación de chapas metálicas (fig. 13) de 9 y 11 mm de espesor en los apoyos derecho e izquierdo de ambas vigas, respectivamente (fig. 14). Se apretaron también las tuercas de los tirantes hasta alcanzar en ellos una tensión cercana a los 500 kp/cm².

Se procedió a continuación al corte de las armaduras del pilar mediante soplete y al corte del hormigón, empleándose para ello dos martillos neumáticos. Esta última operación se realizó en dos fases. En la primera se redujo el pilar hasta una sección de 0,20 x 0,20 m, momento en el que se realizó una nueva lectura de datos, para seguidamente cortar el pilar totalmente (fig. 15) y retirar los puntales.



Fig. 15. Pilar totalmente cortado.

5. RESULTADOS

La figura 16 muestra la variación de la separación entre los pilares y las vigas metálicas durante el proceso de la puesta en carga, que fue medida con los flexímetros situados en los cuatro apoyos. El flexímetro número 3 fue momentáneamente retirado en el escalón de carga número 11, por lo

que la curva a partir de este escalón ha sido necesario reconstruirla en base al dato del espesor de la chapa empleada en el calzado provisional de las vigas efectuado al final del primer día.

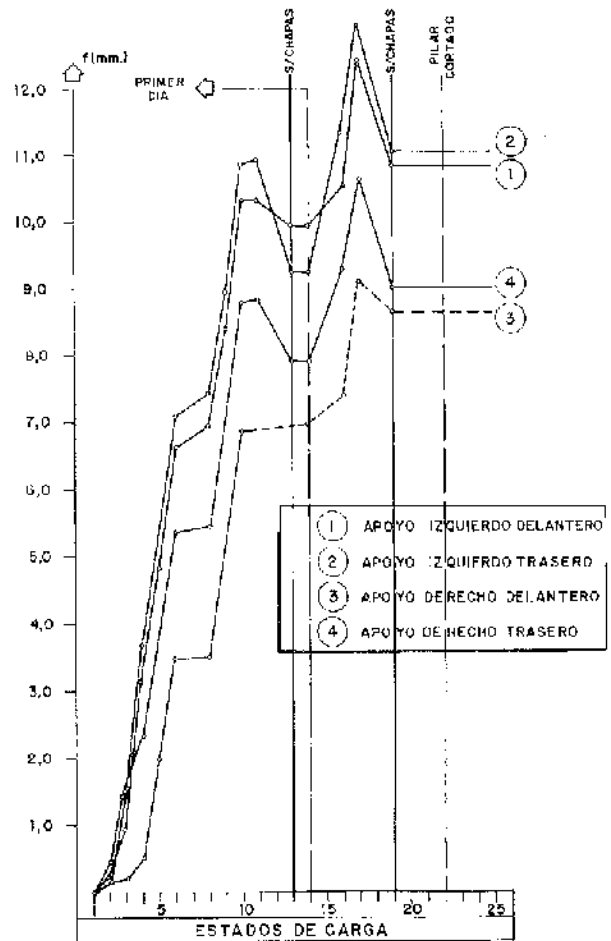


Fig. 16. Variación de la separación entre vigas y pilares.

La combinación de las lecturas efectuadas mediante el nivel de precisión y los flexímetros antes indicados ha permitido deducir la flecha en centro de vano de las vigas metálicas, que se representa en la figura 17 para los diferentes escalones de carga. Se alcanzó una flecha media de 6,3 mm en el escalón de máxima carga, reduciéndose este valor en un 18 por 100 cuando las vigas se calzaron definitivamente. El corte del pilar de hormigón y la retirada posterior de los puntales hizo variar dicha flecha de 5,2 a 5,6 mm.

Las figuras 18 y 19 muestran las medidas efectuadas con los strain-gauges colocados en las diagonales intermedias y en los montantes centrales de ambas vigas, respectivamente. Se observa una diferencia sistemática entre las medidas obtenidas con los dos strain-gauges de una misma diagonal (curvas superiores e inferiores de la figura 18) lo que

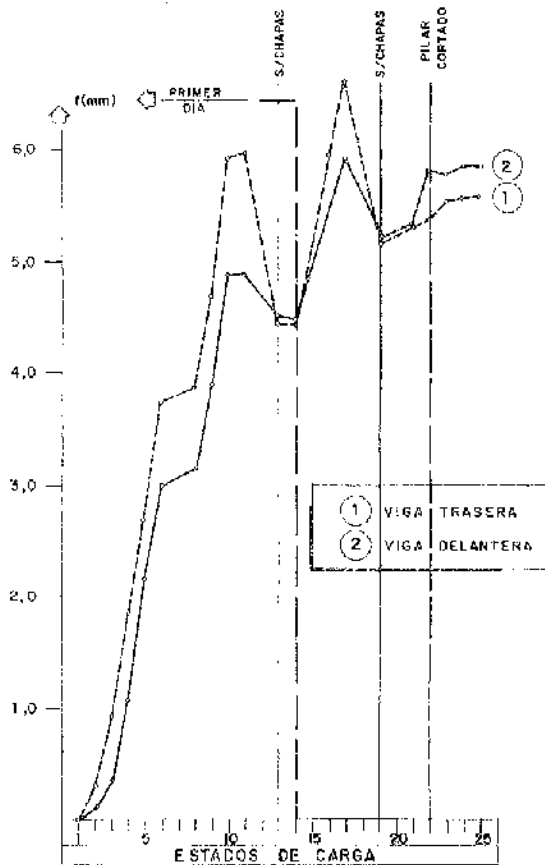


Fig. 17. Flecha en el centro del vano de las vigas metálicas.

pone de manifiesto que estas barras estaban sometidas a esfuerzos de flexo-tracción, ya que las uniones de ellas con los montantes y los cordones de las vigas tenían ciertas excentricidades para facilitar su construcción.

Tanto las variaciones de los alargamientos unitarios medidos en las diagonales (fig. 18) como los acortamientos medidos en los montantes (fig. 19) muestran una gran homogeneidad entre sí y ponen de manifiesto el comportamiento simétrico de las vigas metálicas.

Las figuras 20a y 20b indican la variación de los acortamientos unitarios de los pilares metálicos sobre los que apoyaban las vigas delantera y trasera, respectivamente. Tanto la colocación de los gatos hidráulicos como el sistema utilizado para el calzado de las vigas se diseñó de manera que la entrada de las cargas en los pilares se realizase de forma centrada. Sin embargo, durante la aplicación de éstas se apreciaron los efectos de excentricidades inintencionadas, al medirse diferentes valores de los acortamientos en los dios perfiles que formaban cada uno de los pilares metálicos, variando en algunos casos el sentido de dichas excentricidades cuando las vigas pasaban de estar apoyadas en los gatos a calzarse con las chapas metálicas.

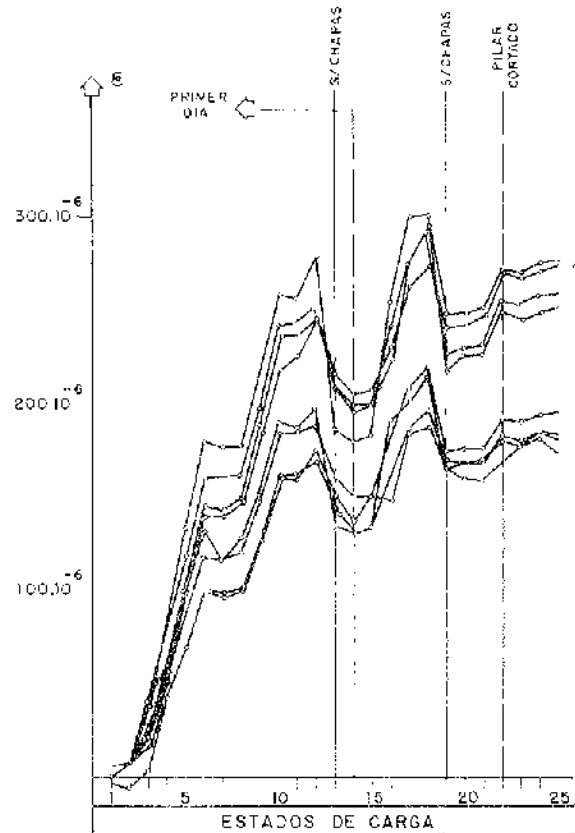


Fig. 18. Medidas obtenidas con los strain-gauges en las diagonales.

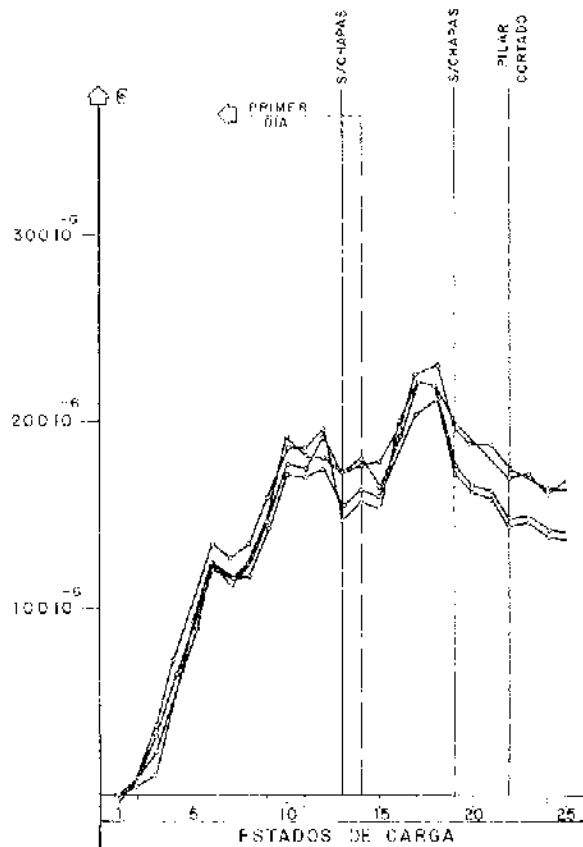


Fig. 19. Medidas obtenidas con los strain-gauges en los montantes.

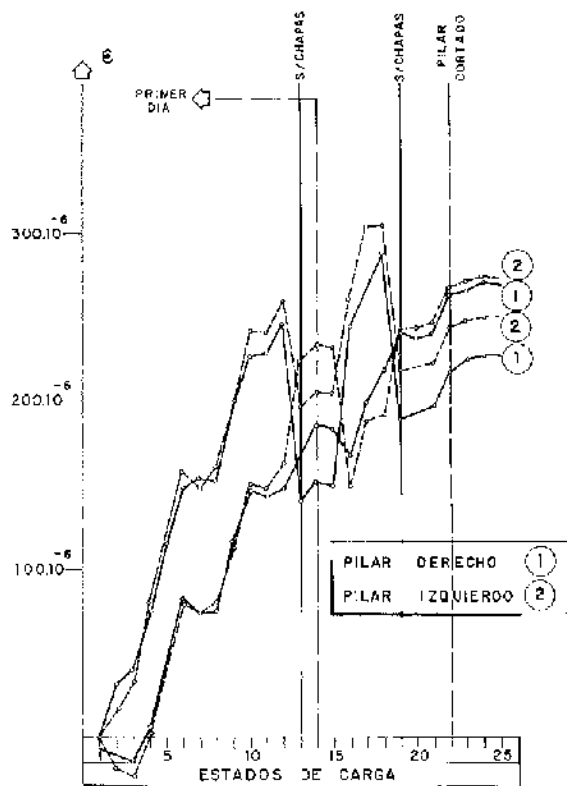


Fig. 20a. Medidas obtenidas con los strain-gauges en los pilares metálicos delanteros.

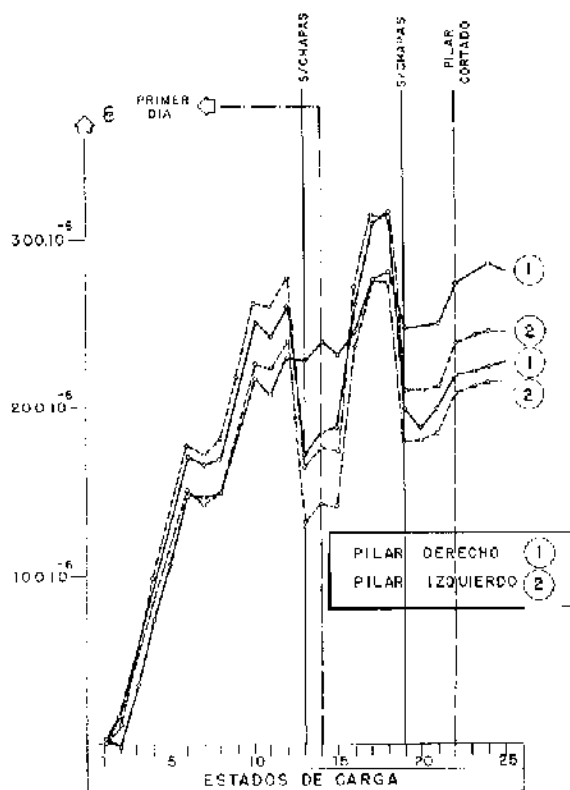


Fig. 20b. Medidas obtenidas con los strain-gauges en los pilares metálicos traseros.

En las gráficas representadas en todas las figuras anteriores se aprecia que las vigas estaban transmitiendo cargas a los pilares metálicos con anterioridad al comienzo de la operación de puesta en carga. Ello era debido al peso propio de la estructura metálica de refuerzo y, posiblemente, al hormigonado del macizo situado entre la estructura del edificio y las vigas metálicas que, a causa de haberse empleado un mortero sin retracción, pudo haber ejercido una cierta presión entre ambas estructuras.

También se llevaron a cabo medidas de los alargamientos unitarios en las cuatro caras del pilar de hormigón situado en la planta primera y del inmediatamente superior. En el primero se alcanzó un valor medio de 110×10^{-6} en el escalón de máxima carga, reduciéndose este valor en un 10 por 100 cuando se calzaron las vigas. En el segundo se llegó a un alargamiento unitario de 80×10^{-6} en el escalón de carga máxima, valor que disminuyó a 75×10^{-6} al apoyar las vigas sobre las chapas de acero y que aumentó a 110×10^{-6} cuando se cortó el pilar y se retiraron los puntales.

Los resultados obtenidos con los strain-gauges colocados en los pilares de hormigón han requerido un estudio detenido, a causa de las dispersiones observadas y del comportamiento anómalo de alguna de las galgas. Mientras que dichos resultados han podido contrastarse con los obtenidos mediante el extensómetro mecánico en el pilar de la planta segunda, no ha sido posible hacer lo mismo con el de la planta primera. En ésta, las dificultades de poder realizar unas medidas con cierto rigor a causa del polvo y de los andamios y el material auxiliar para las operaciones de corte del pilar allí situados, etc., han obligado a desechar los resultados de las medidas efectuadas.

Los strain-gauges dispuestos en los ocho tirantes de 20 mm de diámetro, permitieron controlar las deformaciones impuestas en ellos por el apretado de sus tuercas y aquellas generadas por el corte del pilar, que incrementó su alargamiento unitario hasta alcanzar un valor medio final de 465×10^{-6} .

Finalmente, las figuras 21 y 22 indican la variación del esfuerzo normal de tracción o compresión en las diagonales, los montantes y los pilares metálicos en los que se colocaron strain-gauges. Estos valores se han obtenido a partir de la deformación unitaria media medida, multiplicada por el área del perfil en cuestión y por el módulo de elasticidad del acero.

Los pilares metálicos de refuerzo alcanzaron una compresión máxima total de 94 t, valor que disminuyó a 74 t cuando se calzaron las vigas y que aumentó a 85 t después de finalizar la operación de corte del pilar, una vez que se estabilizaron las medidas.

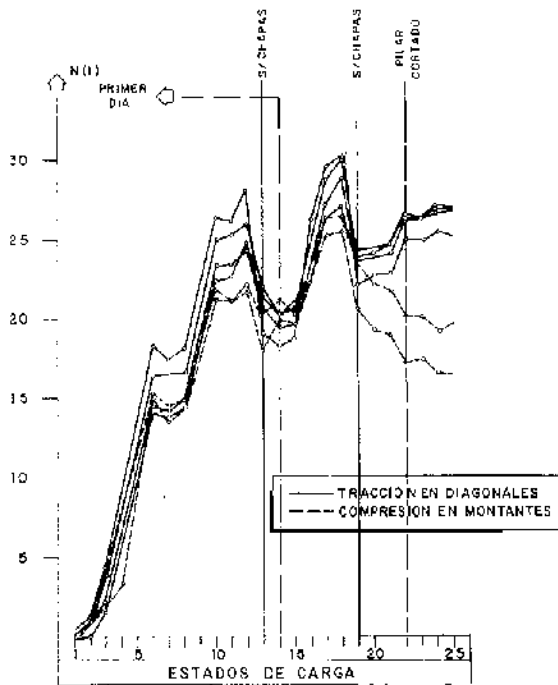


Fig. 21. Variación del esfuerzo normal en diagonales y montantes.

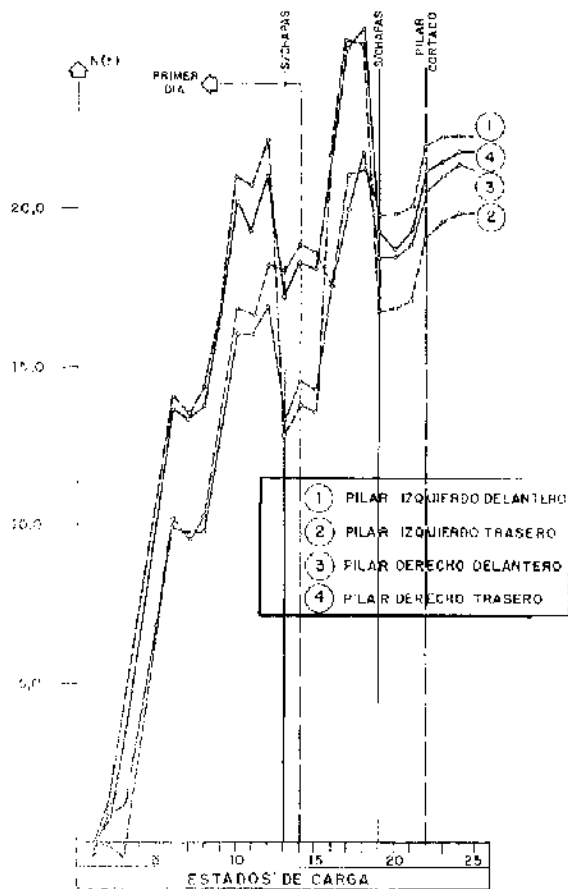


Fig. 22. Variación del esfuerzo normal en los pilares metálicos.

6. CONSIDERACIONES FINALES

La operación descrita se desarrolló sin problemas especiales, cumpliéndose en gran parte los objetivos propuestos. El descenso del nudo superior del pilar que se eliminó fue pequeño y no produjo fisuración ni en la estructura ni en la tabiquería del edificio.

Este descenso puso de manifiesto que el pilar no había sido descargado del todo, lo que ya se conocía antes de proceder a su corte, a través de las mediciones efectuadas durante todo el proceso, que han sido resumidas en el apartado anterior. Sin embargo, no se aplicaron cargas mayores con los gatos por no disponerse de más holgura entre las vigas metálicas en sus apoyos y la estructura de hormigón armado y además porque no era imprescindible descargar el pilar totalmente para evitar daños en el edificio.

La descarga efectuada en el pilar fue de unas 60 t, lo que corresponde a los 2/3 de su carga estimada. Este valor se ha calculado a partir de la deformación media medida, 100×10^{-6} , teniendo en cuenta las áreas de hormigón y acero y considerando unos módulos de elasticidad de 2.100.000 y 200.000 kp/cm^2 para el acero y el hormigón, respectivamente. En el caso del segundo, la estimación del módulo de elasticidad se ha hecho en base a su resistencia a compresión obtenida en las comprobaciones realizadas con la rotura de las probetas testigo y mediante ultrasonidos.

Hubiera sido de gran utilidad haber descubierto al principio de la operación las armaduras del pilar y haberlas instrumentado con strain-gauges, con lo que se hubiera obtenido una mejor información de su descarga. Por otra parte, el sistema del calzado de las vigas metálicas debía haberse mejorado, ya que ha hecho perder casi un 20 por 100 de la descarga obtenida con la aplicación de las cargas mediante los gatos. Finalmente, el hormigonado del macizo situado entre la estructura del edificio y las vigas metálicas debía haberse realizado con un producto no expansivo, con lo que se hubieran evitado las presiones que probablemente se produjeron entre ambas estructuras antes del comienzo de la operación que hemos resumido en este artículo.

RESUMEN

El cambio de uso de un edificio de ocho plantas exigió la eliminación de uno de sus pilares de hormigón de la planta primera. Para ello fue preciso construir una estructura metálica auxiliar formada por dos vigas paralelas en celosía, situadas en la planta tercera, que apoyaban en unos pilares adosados a los del edificio. El forjado del techo de la planta primera, situado sobre el pilar que había que eliminar, se colgó de las vigas en celosía mediante unos tirantes metálicos.

Se llevó a cabo un proceso de puesta en carga, mediante gatos hidráulicos emplazados entre las vigas y los pilares metálicos, con el fin de descargar el pilar antes de su corte y así evitar, en lo posible, bruscas redistribuciones de esfuerzos en la estructura de hormigón del edificio.

Se realizó un estudio previo y se instrumentaron la estructura metálica auxiliar y dos de los pilares de hormigón del edificio, con el fin de realizar un seguimiento de las operaciones de puesta en carga y del corte del pilar.

SUMMARY

The change of use of an eight storey building required the elimination of one of the first floor concrete columns. This involved to build an auxi-

liary steel structure consisting of two parallel lattice girders located on the third floor and supporting columns attached to the building. The first floor ceiling slab over the column to be removed was hung from the lattice girders by means of steel ties.

Loading was implemented with hydraulic jacks situated between the steel columns and girders, in order to remove the load from the column prior to cutting it and thus to minimise sudden redistributions of forces on the building's concrete structure.

A preliminary study was made and instrumentation fitted to the auxiliary steel structure and two of the building's concrete columns, in order to monitor the column cutting and loading operations.

Simposio Internacional sobre "Últimos avances en estructuras prefabricadas de hormigón pretensado"

Patrocinado por la Federación Internacional del Pretensado (FIP), la Sociedad del Hormigón Pretensado y Prefabricado (P.P.C.S.) de Singapur ha organizado un Simposio Internacional sobre "Últimos avances en estructuras prefabricadas de hormigón pretensado" que habrá de celebrarse, en Singapur, durante los días 28 y 29 de septiembre de 1989, coincidiendo con la reunión del Consejo de la FIP que tendrá lugar, en dicha Ciudad, el 30 del mismo mes.

El principal objetivo de este Simposio es dar a conocer los últimos avances conseguidos, en los diferentes países, en los campos del hormigón, del pretensado, de la prefabricación y de los materiales y técnicas afines.

La P.P.C.S. invita a todos los técnicos interesados en estos temas a participar en este Simposio y/o a enviar trabajos para su presentación oral y discusión durante los días de reuniones. Se espera contar con la asistencia de más de doscientos participantes, procedentes de todos los países del mundo, que tendrán ocasión de reunirse e intercambiar sus conocimientos y experiencias.

Los temas seleccionados para su discusión son los relativos a:

- Materiales constitutivos del hormigón.
Tecnología del hormigón.

Estudios y proyectos.

-Técnicas de prefabricación.

-Técnicas y métodos constructivos.

Ejecución y comportamiento de las estructuras.

Sistemas de pretensado y de prefabricación

--Puentes, pasos superiores, edificios y otras estructuras.

Los interesados en presentar alguna Comunicación deberán enviar un resumen de su trabajo, de 200-300 palabras máximo, al Director del Simposio, a la mayor brevedad posible.

Los que piensen participar en el Simposio deberán solicitar su inscripción dirigiéndose a:

Simposium Director: John S.Y. Tan

CI-Premier Pte. Ltd.

150 Orchard Road # 07-14.

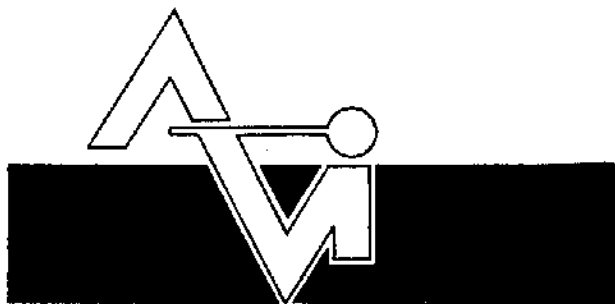
Orchard Plaza, Singapur 0923

Tel.: 733 29 22. Telex: 35377

Fax.: 235 35 30.

El importe de la inscripción es de 550,- dólares de Singapur y da derecho a recibir la documentación correspondiente y a las comidas y refrescos servidos durante los días de Sesiones.

A los autores de los trabajos aceptados se les concederá un descuento del 20 por 100 sobre el importe fijado para la inscripción.

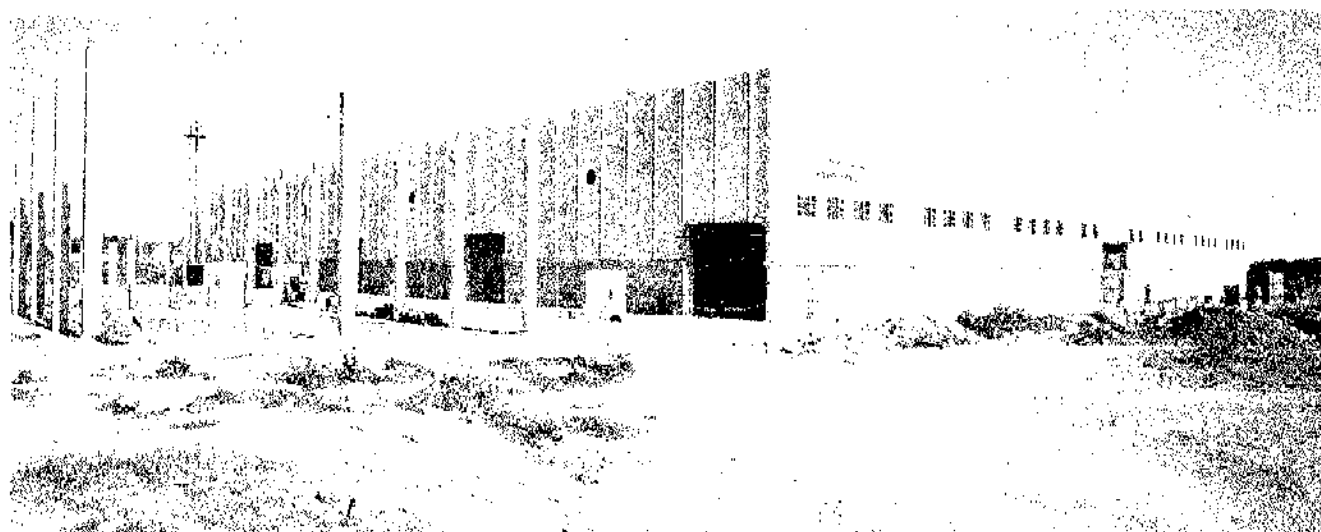


PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

**PUNTES - NAVES INDUSTRIALES - FORJADOS
BOVEDILLAS - LADRILLOS - TEJAS - TUBOS DRENAJE**



HUESCA:

Oficina Comercial y Fábrica: P.º Lucas Mallada, s/n - Teléfono 22 39 00 - HUESCA

Oficina y Fábrica: Ctra. de Lérida, s/n - Teléfono 40 07 80 - MONZON

Oficina y Fábrica: Ctra. de Huesca - Teléfono 39 00 41 - GRAÑEN

MADRID

Oficina Comercial: Orense, 10, 1.º - Teléfonos 455 05 35 - 6 - 7 - MADRID-10

Oficina y Fábrica: Ctra. Torrejón a Loeches, Km 4,200 - Teléfonos 675 04 50 - 4 - 8 -
TORREJON DE ARDOZ

Oficinas y Fábrica: Ctra. de Toledo, Km 7,300 - Teléfono 688 27 72 - LEGANES

ZARAGOZA

Oficina Comercial: P.º de la Constitución, 31 - Teléfonos 23 75 02 - 3 - ZARAGOZA-1

Deterioros aparecidos en las estructuras de la autopista Villalba-Adanero

José María Morera
Ingeniero de Caminos
IBERPISTAS, S.A.

1. INTRODUCCION

La Autopista de Villalba-Adanero se inicia en el PK. 39,500 de la A-6, en las estribaciones del lado sur de la Sierra de Guadarrama, con una cota de 877 m; atraviesa el macizo rocoso del Guadarrama a través de dos túneles de aproximadamente 3.000 m de longitud cada uno, para alcanzar su cota máxima de 1.309 m en el PK. 70. Posteriormente, va perdiendo altura, llegando a la cota 1.103 en el km 86, término municipal de Villacastín, y desde allí discurre sin grandes variaciones de altura con una cota media de 950 hasta el km 109, término municipal de Adanero.

A lo largo de un trazado tan accidentado existen en la autopista un total de 31 grandes obras de fábrica ($L > 7$ m) de distintas tipologías, siendo las más importantes los Viaductos de la Jarosa, San Rafael, Arenales, Sotillo y Lavadero, todos ellos de una longitud superior a los 300 m, constituidos por vanos independientes de 40 m de luz, formados a base de vigas prefabricadas (Fig. 1).

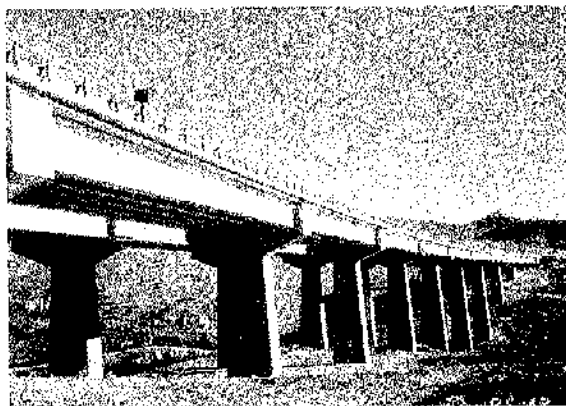


Fig. 1.

Dado su carácter de autopista de montaña, las temperaturas existentes oscilan grandemente entre amplios márgenes, alcanzándose hasta los 20° bajo cero en invierno y superándose con relativa frecuencia los 30° en verano. Son frecuentes en invierno temperaturas mínimas entre 8 y 12° bajo cero y muy frecuentes entre 2 y 8° bajo cero. En la ladera norte de la sierra la humedad suele ser elevada y son relativamente frecuentes la formación de nieblas.

Con este panorama es evidente que los problemas de vialidad invernal en la autopista son importantes y que los tratamientos preventivos para evitar la formación de hielo son muy frecuentes, dando una idea de su magnitud el hecho de que durante 1986 se hayan consumido unas 2.000 t de cloruro sódico y unas 100 t de cloruro cálcico. Los recorridos efectuados por los equipos de tratamientos preventivos y limpieza de calzadas contra la nieve, han sido superiores a 25.000 km en ese año. Las estructuras son puntos de especial atención, por la mayor facilidad de producirse hielo en su superficie.

2. INSPECCION DE LAS OBRAS DE FABRICA

El Servicio de Conservación de la autopista tiene establecidos unos programas de seguimiento y auscultación de las distintas unidades de obra que componen el conjunto de la autopista (firmes, plantaciones, instalaciones eléctricas, etc.). Dentro de estos programas, evidentemente, existe un plan de inspección sistemático de las obras de fábrica, cuyos períodos entre inspecciones oscilan en función del tipo de obra de que se trate. Así, las pequeñas obras de paso que están integradas dentro de los sistemas de drenaje de la autopista, se revisan y se efectúan las limpiezas pertinentes todos los años, antes del invierno, para que puedan de-

sempeñar correctamente las funciones para las que están construidas.

Las grandes obras de fábrica están sometidas a inspecciones someras, también de forma periódica, y normalmente todos los años se realiza una inspección de este tipo. Además de este tipo de inspecciones encaminadas fundamentalmente a mantener la funcionalidad de estas obras, cada cinco años se realiza una "Inspección Principal" de los grandes viaductos, para lo cual se utilizan medios especiales de acceso y personal cualificado (Fig. 2).

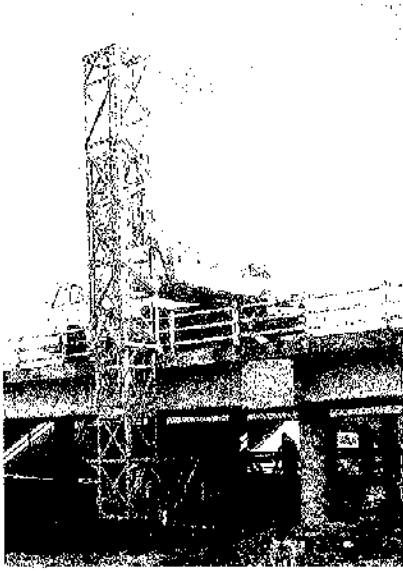


Fig. 2.



Fig. 3.

Refiriéndonos a estos viaductos, en el año 1980 se realizó la primera de estas inspecciones, donde no se detectaron desórdenes importantes en las vigas, aunque sí había principios de corrosión del hormigón y de las armaduras en los dinteles y en algunos puntos de las pilas. Esta corrosión provenía, fundamentalmente, del agua que se infiltraba por las juntas de los puentes y se quedaba retenida

en el paramento superior del dintel. Este agua, bien entendido, contenía cloruros provenientes de los tratamientos invernales efectuados sobre los tableros de los puentes (Fig. 3).

En aquellos momentos, el daño no era lo suficientemente importante como para intervenir de forma inmediata y la única medida que se tomó fue la de construir debajo de cada junta un canalón que recogiese las aguas para evacuarlas lateralmente (Fig. 4). De esta forma se frenaría el proceso degradatorio inicial.



Fig. 4.

En el año 1985 se repitió la inspección. Los daños existentes en los dinteles habían progresado, pero sólo ligeramente; sin embargo fue una sorpresa el descubrir que las vigas laterales presentaban fenómenos avanzados de corrosión en el hormigón y en las armaduras (Fig. 5).



Fig. 5.

En algunos de los puntos donde se presentaba este fenómeno, se picó el hormigón para ver el alcance de los daños y se vio que éstos afectaban claramente a las armaduras pasivas y en algún caso a las activas, por lo que se decidió hacer un análisis

detallado de daños para proceder a su reparación (Fig. 6).



Fig. 6.

ras pasivas que en algunos casos han desaparecido completamente y, menos frecuentemente, a las armaduras activas, (Fig. 8), habiéndose encontrado alambres rotos en algún tendón (Fig. 9).



Fig. 8.

3. ANALISIS DE DAÑOS

Los daños existentes se pueden agrupar en tres clases, según los elementos estructurales en los que han aparecido:

a) Vigas. Se encuentran dañadas las vigas de borde y justamente en los puntos situados debajo de los sumideros por donde discurre el agua. Como existen cinco pasos de agua, normalmente en esos cinco puntos se produce, en mayor o menor medida, un foco de corrosión que afecta al hormigón que se encuentra reventado, (Fig. 7), a las armadu-

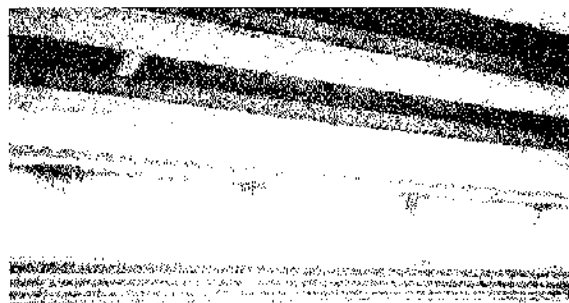


Fig. 7.

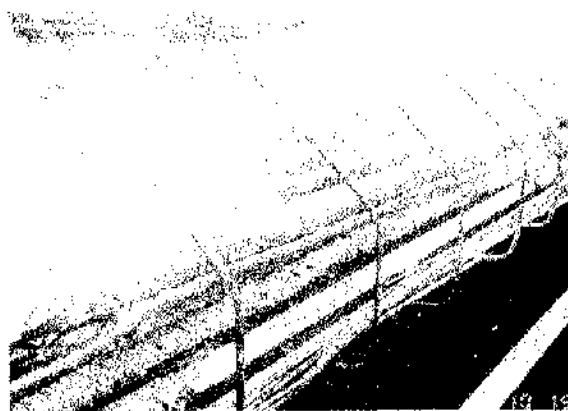


Fig. 9.

En el resto de las vigas, riostras y tableros, no se han detectado daños.

b) Dinteles y pilas.—Como ya se ha indicado antes, los daños se han producido por corrosión de hormigón y armaduras por el agua salada que se almacena en el capitel y discurre por los paramentos. La zona afectada del hormigón es superficial (recubrimiento) y las armaduras pasivas afectadas son asimismo las de piel (Figs. 10 y 11).

c) Aceras.—El hormigón de las aceras por el efecto combinado del agua salada y de los ciclos de hielo y deshielo, sufren un proceso de desintegración bastante generalizado y que afecta normalmente a las armaduras pasivas existentes (Fig. 12).



Fig. 10.

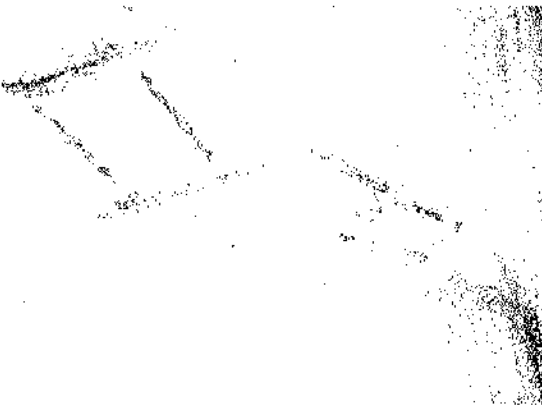


Fig. 11.

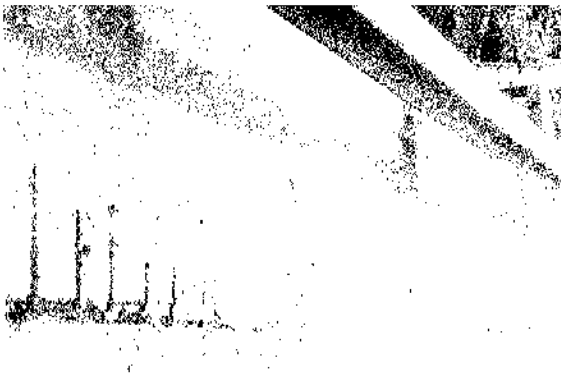


Fig. 12.

4. TERAPEUTICA APLICADA PARA LA PROTECCION Y REPARACION DE LAS ESTRUCTURAS

A la vista de los hechos anteriores, la Empresa Concesionaria inició inmediatamente una serie de

actuaciones encaminadas, por un lado, a la reparación de los daños existentes y, por otro, a la protección de las estructuras contra los agentes agresivos.

Para la reparación de los focos de corrosión en vigas se está procediendo de una manera sistemática en las zonas del hormigón corroído, primero mediante picado profundo con martillos neumáticos, después reposición, si procede, de las armaduras pasivas deterioradas o desaparecidas y posteriormente hormigonando la zona con un mortero autonivelante sin retracción y de alta resistencia inicial. Para asegurar la perfecta unión entre ambos hormigones, el hormigón viejo, una vez saneado, es tratado con chorro de arena (Figs. 13, 14 y 15).

En los casos en que se ha producido rotura de alambres de pretensado, hasta la fecha se han dejado sin reparar porque se han efectuado cálculos de comprobación teórica para conocer los coeficientes de seguridad reales con distintas hipótesis de pérdida de pretensado. Las roturas que hasta la fecha se han detectado, en ningún caso afectan a la seguridad real de las estructuras.

La reparación de las pilas y dinteles no se ha ini-

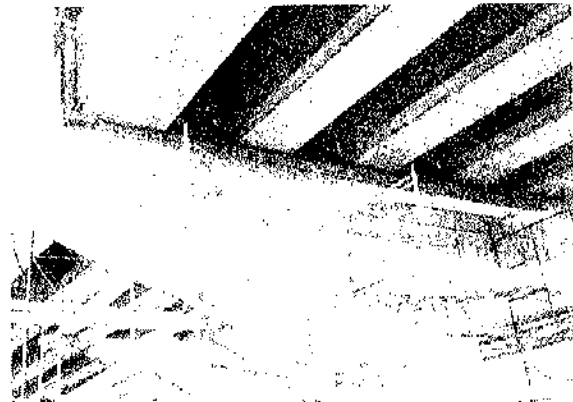


Fig. 13.

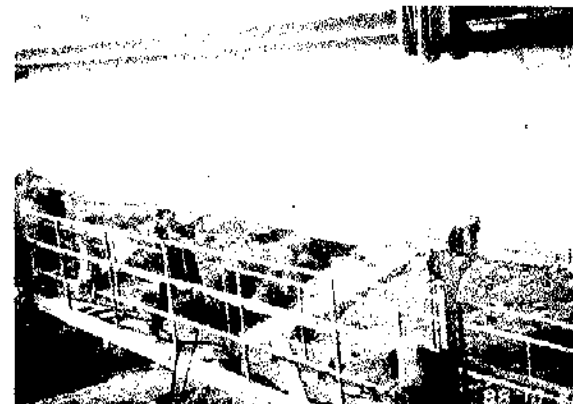


Fig. 14.



Fig. 15.

ciado todavía de forma sistemática, aunque se han hecho pruebas sobre los sistemas que se pueden emplear habida cuenta de la menor prioridad en la ejecución de sus trabajos. Básicamente, el sistema consistirá en sanear mediante picado el hormigón deteriorado, limpieza profunda de hormigón y armadura mediante tratamientos con chorro de arena y posterior reparación del hormigón con un mortero de características análogas a la utilizada en vigas (Fig. 16).

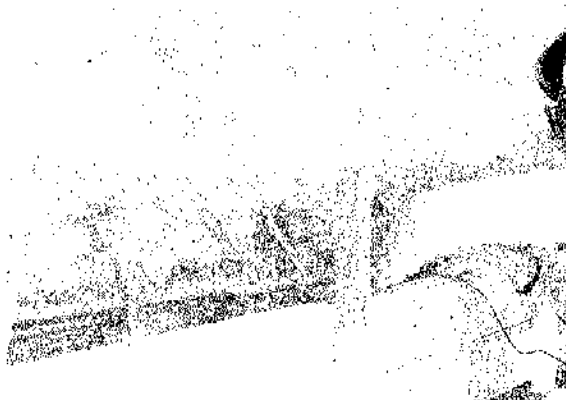


Fig. 16.

Para la reparación de las aceras se efectúa un saneado previo, mediante picado con maza, del hormigón deteriorado, realizándose posteriormente una limpieza con agua a alta presión (500 kg/cm^2). (Fig. 17) Este sistema es sustitutivo del tratamiento con chorro de arena, a fin de permitir la circulación en uno de los carriles de la calzada cuando se está trabajando, aunque resulta más caro. Una vez realizado este saneado, se encofran los bordes y se vierte el mortero autonivelante, terminando la acera con mortero de consistencia normal, para darle una pendiente transversal a la misma. Ambos morteros son sin retracción (Fig. 18). Posteriormente se efectúa un tratamiento de impermeabilización con dos manos de pintura especial a base de latex.



Fig. 17.



Fig. 18.

Para la protección de las estructuras contra los agentes agresivos, fundamentalmente el agua con cloruros, se están tomando distintas medidas, algunas de ellas desde un punto de vista de la vialidad invernal, consistentes en la búsqueda de sustitutos de la sal para los tratamientos preventivos y, otras encaminadas a canalizar y evacuar las aguas, lo más rápidamente posible, de las estructuras. Por último, si este agua se pone en contacto con las estructuras, procurar impermeabilizar los paramentos para que el daño, si existiese, se reduzca al mínimo.

Así, todos los mechinales existentes han sido cerrados y sustituidos por un dren longitudinal ejecutado en el borde de unión de la calzada y la ace-

ra, encargado de recoger el agua de la interfase tablero-pavimento (Fig. 19). Por encima de este dren está previsto que circule el agua superficial contra las aceras hasta su desagüe en arqueta a la que a su vez llega el agua de los drenes de tablero. De estas arquetas parten tubos de PVC con suficiente sección y longitud para que las aguas no tomen contacto con el hormigón.

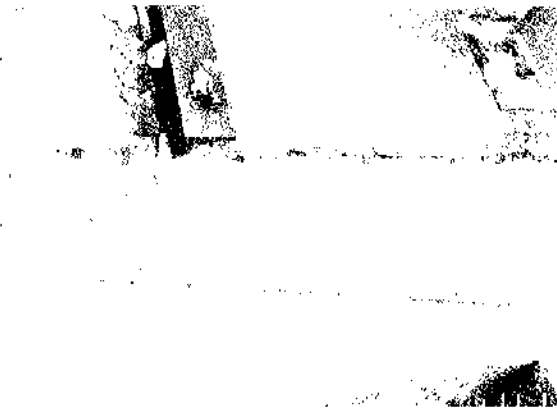


Fig. 19.

Las aguas que se infiltran por las juntas se desaguan por canales a media caña. Este sistema funciona solamente regular, debido a que los pájaros construyen nidos en esos sitios.

Se está estudiando suprimir las juntas haciendo tableros continuos, obra que se acometerá en un futuro próximo.

Por último, todos los paramentos que pueden estar expuestos frecuentemente al contacto con el agua salada, se están tratando con pinturas impermeabilizantes a base de latex.

Además, con objeto de controlar en el futuro la posible progresión de los daños, se han dejado testigos de evolución de la corrosión.

CONCLUSIONES

De nuestra experiencia en la conservación de estructuras podemos sacar las siguientes conclusiones:

- 1) Cuando existen tratamientos invernales a base de sales, se deben efectuar "inspecciones principales" con una periodicidad máxima de 5 años.
- 2) Deben eliminarse los sumideros como sistemas de evacuación del agua de las calzadas. Estas deben canalizarse hasta arquetas de desagüe y allí, mediante sistemas apropiados, verterse al exterior.
- 3) Deben evitarse en los puentes de vigas el mayor número de juntas posible y disponer de sistemas para canalizar el agua que pase a través de ellas, evitando que llegue a la superficie del dintel.
- 4) Las vigas deben proyectarse de tal forma que puedan ser inspeccionadas. En particular, los extre-

mos de las vigas deben separarse lo suficiente para permitir el acceso a las mismas.

5) Los dinteles deben estar limpios de suciedad para evitar que el agua se estanque allí, y su superficie deberá tener una pendiente adecuada para la eliminación de las aguas.

6) Deben buscarse sistemas sustitutivos de la sal común para los tratamientos invernales sobre estructuras, tanto preventivos como en caso de nevada (urca, CMA acetato de calcio magnesio).

7) La utilización de productos de reparación, (morteros, resinas), debe realizarse con precauciones si no se tiene experiencia, pues suelen presentar problemas tales como falta de pasivación de armaduras, fisuras de retracción, faltas de adherencia, etc.

Por último, queremos agradecer la colaboración prestada por las empresas PROES, en los estudios técnicos, GEOCISA, en sus labores de inspección y auscultación de estructuras y REHESA (Rehabilitación de Estructuras), por sus labores de reparación, pues todas ellas han colaborado con la propiedad en la resolución de los problemas existentes, con gran interés, debido sobre todo a la falta de antecedentes sobre reparaciones de este tipo.

RESUMEN

IBERPISTAS, S.A., como concesionaria de la autopista Villalba-Adanero, y por tanto responsable de su mantenimiento, realiza con regularidad la Inspección rutinaria de sus estructuras, y periódicamente, cada cinco años, la Inspección principal, de acuerdo con las "Recomendaciones para la conservación de obras pretensadas (H.P. 6-83)", de la A.T.E.P.

Lo que inicialmente se detectó como ligeros defectos o manchas en la Inspección rutinaria, más tarde, en una Inspección principal realizada con la "Pasarela FIP", se calificó como ligeros desconchones y manchas de óxido.

Dicho esto, se trató de paliar o frenar estos deterioros con medidas basadas en la evacuación de las aguas de la calzada a través de las juntas; si bien esta operación se realizó de forma somera y no exhaustivamente.

En la Inspección principal realizada en 1985, se constató una rápida evolución de estos defectos, con reventones en el hormigón y armaduras pasivas.

En vista de ello, se tomó la decisión de realizar un estudio detallado de causas y efectos para pasar a continuación a la acción. Es decir, se comenzó la reparación a medida que, al irse descubriendo las armaduras activas y pasivas se observaba su grado de deterioro, así como la penetración de los cloruros en el hormigón y el grado de carbonatación del mismo.

SUMMARY

IBERPISTAS, S.A., being owner of the Highway Villalba-Adanero and so responsible for its maintenance, carries out regularly the routine inspection of its structures, and periodically, each five years, carries out the "main inspection" in accordance with the "Recomendaciones para la conservación de obras pretensadas (H.P. 6-83)" of the A.T.E.P.

What was detected initially as light faults or stains in the routine inspection, later, in a "main inspection" carried out with the "footbridge FIP", was qualified as light flakings and oxide stains.

Considering this, was intended to palliate or to

restrain these damages with measures based on the evacuation of the waters in the road along the joints; but this operation is carried out in a superficial way and not exhaustively.

During the "main inspection" in 1985, a quick evolution of these faults with concrete bursts and apparent reinforcements was recorded.

By this reason the decision of carrying out a study in detail of causes and effects is taken for passing after to the action. That is to say, the repair starts at the same time as the active and passive reinforcements were uncovered, and after to take note not only of their level of damage but the penetration of the Cl⁻ in the concrete and the level of its carbonatation.

* * *

XI Congreso Internacional sobre hormigón pretensado "FIP-90" Invitación a la presentación de comunicaciones

El XI Congreso de la Federación Internacional del Pretensado, se celebrará, en el Centro de Congresos de Harburgo, del 3 al 7 de junio de 1990.

En las Sesiones Técnicas programadas para este Congreso se tratarán los siguientes temas relacionados con los últimos avances logrados en el campo de las estructuras de hormigón:

- Estructuras de hormigón I: Puentes y túneles.
- Estructuras de hormigón II.
- Mejora de la calidad.
- Código Modelo CEB-FIP.
- Racionalización de los procesos constructivos. Modernas tecnologías.
- Estética de las formas estructurales.

Se espera que, para el Congreso de Hamburgo, pueda disponerse ya de la versión final del Código Modelo CEB-FIP revisado y, por ello, además de las Sesiones dedicadas a la presentación de esta nueva versión del Código, habrá oportunidad de celebrar un amplio coloquio abierto para discutirla.

Otras Sesiones se dedicarán a la presentación de los Informes preparados, sobre sus actividades, por las diferentes Comisiones Técnicas de la FIP.

Cada Congreso de la FIP constituye una ocasión única para presentar los más importantes e innovadores desarrollos logrados en las construcciones de hormigón durante los últimos cuatro años. Para algunas de las Sesiones, habrá destacados conferenciantes especiales invitados. Pero además, se invita también a los diferentes Grupos Nacionales y a los participantes individuales a que presenten Comunicaciones relativas a algunos de los cinco temas que a continuación se comentan.

Estructuras de hormigón I: Puentes y túneles

Tradicionalmente, la presentación de los últimos avances en la construcción de los más modernos puentes, viene siendo uno de los temas fundamentales de los Congresos de la FIP. Por ello, se desea recibir Comunicaciones relativas a:

- Nuevos métodos de cálculo.
- Nuevos materiales.
- Nuevas técnicas constructivas.
- Economía.
- Estética.

En la misma Sesión dedicada a estos temas, se presentarán también Comunicaciones sobre la construcción de túneles, en relación con los siguientes aspectos.

- Últimos avances en el proyecto y construcción de túneles.
- Aplicaciones del pretensado en la construcción de túneles.
- Ventajas que ofrece la utilización del hormigón en la construcción de túneles.
- Realizaciones recientes más destacadas en el campo de los túneles de hormigón.
- Nuevas ideas (y posibles aplicaciones) en túneles y puentes flotantes.

Estructuras de hormigón II

En esta Sesión se incluirán las Comunicaciones relativas a estructuras de edificios, sistemas de transporte y comunicaciones (excluyendo puentes y túneles), centrales para la producción de energía,

estructuras marítimas, estructuras deportivas, locales de espectáculos, estructuras subterráneas, etc.

En las Comunicaciones se tratarán aspectos tecnológicos, relativos al proyecto o a la construcción, que evidencien el papel que puede desempeñar el hormigón en la creación de estructuras eficientes, útiles, estéticas y duraderas.

Mejora de la calidad

El tema de la garantía de la calidad constituye, actualmente, una importante preocupación en la práctica de la construcción de estructuras. La entrada en vigor de las normas ISO 9000-9004, entre otros factores, ha contribuido a que, tanto los fabricantes como los constructores y los usuarios presten cada día mayor atención a la garantía de calidad. Sin embargo, todavía queda mucho por hacer para conseguir mejorar y completar la normativa existente sobre el particular con el objeto de lograr que sea generalmente aceptada en la práctica constructiva. En muchos casos, ha conducido a una incontrolable exigencia de papeleo, prestando atención a detalles poco importantes en lugar de a los problemas fundamentales; lo que ha dado lugar a enturbiar las relaciones contractuales.

La industria de la construcción deberá concentrarse en intentar desarrollar las técnicas que realmente afectan a la mejora y control de la calidad, y en aquellas actividades que directamente influyen en la garantía de calidad.

Existen modernos métodos de cálculo y programas CAD que requieren la atención de los expertos para la adopción de decisiones en puntos cruciales. Por lo que afecta a las construcciones en hormigón pretensado, estos puntos pueden ser: la influencia del contenido de agua, el grado de compactación, el contenido de aire, y la posibilidad del control por ordenadores del proceso de endurecimiento del hormigón, el tesado, y la colocación y trazado de los cables de postesado.

Las Comunicaciones presentadas en esta Sesión deberán concentrarse en trabajos experimentales y realizaciones prácticas que hagan referencia a estos fundamentales aspectos tecnológicos de la garantía de calidad en las estructuras pretensadas.

Racionalización de los procesos constructivos

En esta Sesión, las Comunicaciones tratarán de los últimos avances en el proyecto y ejecución de las estructuras de hormigón, tendentes a obtener una sustancial mejora de la calidad de ejecución y una economía de materiales. En particular, serán favorablemente acogidos los trabajos relativos a los temas siguientes:

Últimos avances en la aplicación de ordenadores al cálculo y a la fabricación.

—Automatización de los procesos constructivos: robotización, nuevas técnicas de moldeo, manejo, almacenamiento, transporte, técnicas de puesta en obra, etc.

Nuevos tipos de elementos estructurales, diseñados con vistas a su racionalización y automatización.

—Soluciones mixtas de hormigón y otros materiales.

—Nuevos tipos de uniones estructurales, juntas, protecciones frente a ataques ambientales, etc.

Modernas tecnologías

El hormigón, como cualquier otro material estructural, está sometido a un continuo desarrollo. Las modernas tecnologías pueden colaborar en la obtención de materiales y estructuras tradicionales de una forma apropiada y económica, sin olvidar que debe prestarse especial atención, a la mejora de los ambientes en los que el hombre desarrolla sus actividades, a la óptima utilización de los recursos naturales, y a la conservación y defensa de la naturaleza.

Las Comunicaciones podrán referirse a temas tales como: el desarrollo de los materiales y sistemas estructurales tradicionales; nuevos materiales para estructuras de hormigón; mejora de los métodos de fabricación de los materiales; perfeccionamiento y racionalización de las estructuras de hormigón construidas in situ.

Los que deseen presentar alguna Comunicación deberán enviar, antes del 28 de febrero de 1989, un breve resumen de su trabajo, en triplicado, a:

Dr. J. Dougill
FIP
The Institution of Structural Engineers
11 Upper Belgrave Street
LONDON SW1X 8BH
UK

El resumen se presentará en una sola hoja DIN A4, encabezada con el título de la Sesión en la cual se desea incluir, el título de la Comunicación, nombre del autor o autores, y nombre y dirección a la que debe dirigirse, en el futuro, la correspondencia.

Las Comunicaciones se presentarán en uno cualquiera de los idiomas oficiales (inglés, francés, alemán o ruso); pero es preferible que los resúmenes se redacten en inglés.

Un Comité Científico resolverá sobre la aceptación o rechazo del resumen presentado. La decisión se comunicará a los autores a finales de abril del 89.

Los trabajos aceptados deberán enviarse antes de finales de diciembre del 89, en el formato que oportunamente se indicará a los interesados.

SESIONES DE POSTERS

Además de las Sesiones Técnicas del Congreso, se tiene previsto celebrar Sesiones para la presentación de posters. Los particulares o entidades que deseen participar en ellas, deberán enviar, antes de finales de febrero del 89, una breve descripción de su poster a:

Dr. Manfred Stiller
Deutscher Beton-Verein EV
Bahnhofstrasse 61
6200 Wiesbaden
Postfach 2126
República Federal Alemana

Los autores de los posters que sean aceptados recibirán, posteriormente, las necesarias indicaciones sobre cómo habrán de realizar su presentación.

Reparación de estructuras

J.M. Conde-Salazar
Ing. T. de O.P.
Geotecnia y Cimientos, S.A.

INTRODUCCION

Las estructuras de hormigón se han considerado, al menos de forma implícita, como unas estructuras perdurables, por lo que una vez construidas se las ha abandonado, en general, sin realizar una inspección periódica y una labor mínima de mantenimiento. Incluso ya en fase de proyecto, no se han tenido suficientemente en cuenta unos detalles accesorios que luego han resultado esenciales para evitar la degradación de las citadas estructuras.

En la actualidad asistimos a una fase de concienciación, en la que de forma normal se están comenzando a realizar estas inspecciones, siendo una tendencia general la rehabilitación de las estructuras, si es posible, antes de recurrir a la sustitución total o parcial de las mismas.

Vamos a presentar en esta Comunicación tres casos de reparación de estructuras, esencialmente diferentes en cuanto a las causas que han hecho necesaria nuestra actuación, como son:

- Corrosión.
- Impacto.
- Fuego.

En la actualidad, al acometer el mantenimiento y/o reparación de numerosas estructuras construidas hace menos de veinte e incluso quince años, se observa que un número importante de ellas presentan problemas relacionados con la corrosión.

Esta corrosión aparece por la conjunción de varios factores, y la presencia de sales la desencadena. Estas sales provienen de: las de deshielo (cloruros), el ambiente marino (cloruros y sulfatos), los ambientes industriales (sulfatos o sulfitos), los áridos (cloruros y sulfatos) y abonos químicos (nitratos).

El otro factor desencadenante es la carbonata-

ción por combinación de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ con los constituyentes ácidos de la atmósfera, CO_2 y SO_2 .

Los factores que influyen en la aparición de la corrosión son, entre otros:

- Recubrimientos escasos.
- Mala calidad del hormigón.
- Problemas estructurales.
- Mala concepción de drenajes e impermeabilizaciones, y
- Necesariamente, la presencia de humedad.

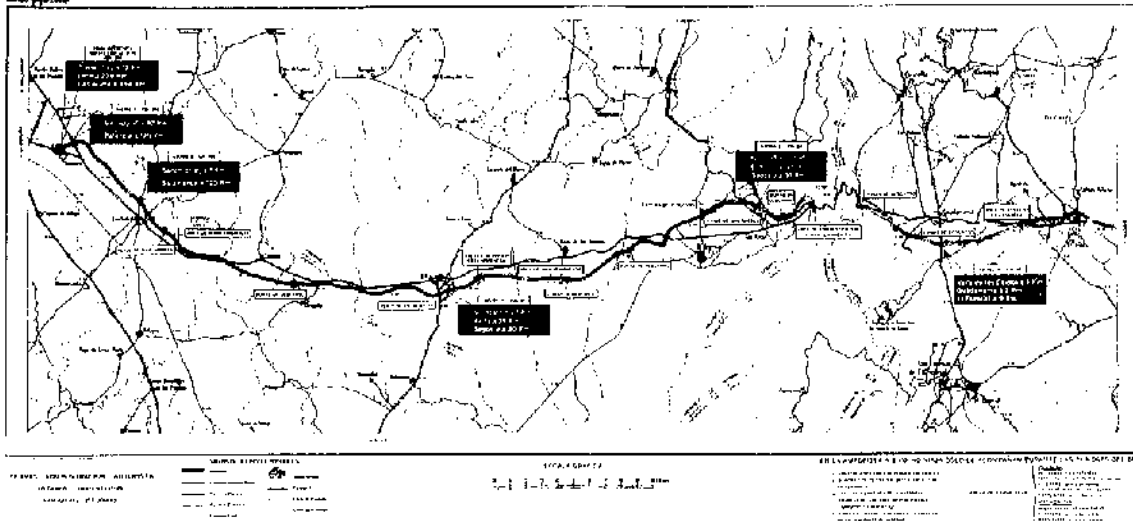
Los efectos que produce la corrosión son, desde la apertura de fisuras, a la ruina de la estructura por rotura de armaduras pasivas y/o activas, con pérdidas importantes de sección en el hormigón.

El caso del impacto es relativamente frecuente en las estructuras de poco gálibo situadas o no en zona de obra, siendo la causa más normal el no respetar las alturas máximas y en algún caso, como es el que nos ocupa, el de circular por la obra los camiones de los movimientos de tierra sin haber recogido previamente la caja; debiéndose realizar un estudio previo de daños que puede llevar a la sustitución de algún elemento y/o la consiguiente reparación.

El tercer caso presentado, menos corriente que los anteriores, pero no por ello no existente, es el caso del incendio intencional, o el caso de impacto seguido de incendio. Como en el caso anterior, es preceptivo un estudio previo que nos limite los daños ocasionados, para proceder consecuentemente a su refuerzo y/o reparación.

CORROSION

Las reparaciones por mor de la corrosión, objeto de esta Comunicación, se están realizando en las estructuras de la Autopista Villalba-Adanero.



Esta autopista discurre por las estribaciones de la Sierra de Guadarrama, a una altura superior a los 1.000 m, por lo que es necesario, debido a la frecuencia con que se alcanzan temperaturas inferiores a los 0°C, la adición de fundentes en la calzada.

Estos fundentes, con un contenido en Cl⁻ predominante, junto a la elevada humedad ambiente, se infiltran en el hormigón de las estructuras, dando lugar a deterioros de importancia debidos a la corrosión.

En esta autopista, en las inspecciones realizadas, se ha comenzado detectando pequeñas manchas de humedad debidas a la deficiente evacuación de aguas por mochinales y juntas. Estas manchas van evolucionando en el tiempo, de manera que se extienden y comienzan a aparecer pequeñas fisuras, para posteriormente convertirse en desconchones.

Detectado el problema y vista su gravedad, la Dirección de la Autopista decide atacarlo y para ello, en el año 1985 se realizan unas pruebas con materiales de distintas casas comerciales.

Es preciso señalar que con estas pruebas y con las posteriores actuaciones, no se piensa devolver la estructura pretensada a su estado original, puesto que no es posible en principio la colocación del mortero comprimido (en la actualidad, a manera de ensayo, en las vigas más dañadas se va a colocar una sobrecarga durante la reparación, para retirarla una vez el mortero de reparación alcance resistencia suficiente). Lo que se pretende con esta actuación es detener el proceso de corrosión.

Estudiado el problema, se llegó a la conclusión de que si bien algún material se comportaba mejor que otro, la puesta en obra no había sido la adecuada, por lo que en la campaña de 1986 el criterio de reparación fue cambiado.



Este nuevo criterio consiste esencialmente en actuaciones a corto y medio plazo.

Entre las primeras tenemos que destacar por su interés:

- Reparación de los daños existentes.
- Impermeabilizaciones.
- Drenajes y
- Control de corrosión.

Entre las segundas está contemplado el estudio y desarrollo de sistemas más eficaces de protección contra la corrosión y la sustitución de juntas.

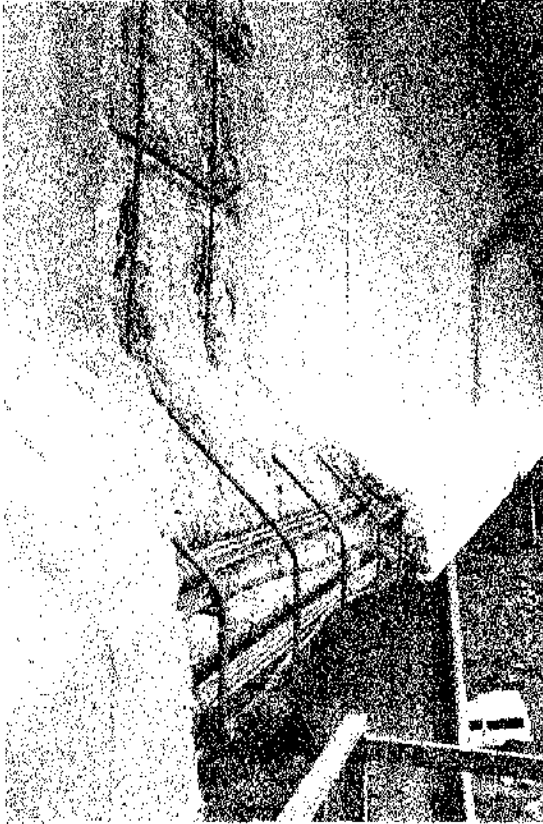
Las reparaciones de los daños existentes se han centrado en vigas, cabeceros y aceras, siendo el "modus operandi" y los materiales utilizados en cada caso los que siguen:

- Vigas y cabeceros.

Las vigas afectadas por la patología han sido esencialmente las de borde y dentro de ellas las situadas en el punto más bajo dado por el peralte. Sobre estas vigas han discurrido las aguas de desa-

güe del tablero.

Para efectuar la reparación en los lugares donde existen desconchones o simplemente se marca una patología, se pica el hormigón hasta llegar al hormigón sano (aquel que no presenta desperfectos evidentes y no se detecta carbonatación mediante la determinación con fenoltaleina del PH). De cualquier forma, en las zonas afectadas se descubren las armaduras al menos 3 cm.



El objeto de descubrir las armaduras y del picado hasta hormigón sano, además de aumentar la adherencia del mortero, es el de evitar la formación de una pila galvánica, entre un hormigón fuertemente alcalino y un segundo carbonatado.

Una vez efectuado el picado, se reponen las armaduras pasivas que habían desaparecido o que simplemente habían tenido una pérdida de sección importante.

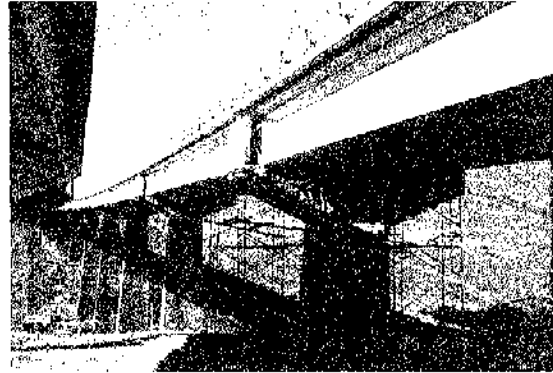
Con objeto de eliminar lajas de hormigón y asegurar la adherencia del mortero de reparación con el hormigón primitivo, se realiza un chorreo energético de arena silícea.

Para asegurar la adherencia a la armadura y a la vez protegerla contra la corrosión, se pinta la misma con resina acrílica.

Una vez realizadas las operaciones anteriores se procede a la colocación de un encofrado estanco

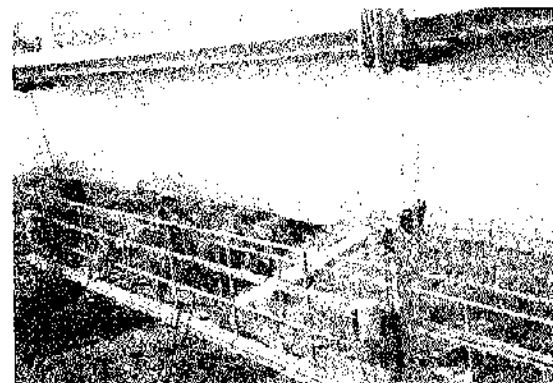
en la zona que se va a reparar, para posteriormente verter un mortero autonivelante sin retracción, para terminar con un mortero de consistencia seccoplástica, asimismo sin retracción.

Para terminar, las vigas afectadas son pintadas con una pintura anticarbonatación, dada en tres manos. Las zonas no reparadas previamente, se someten a un chorreo de arena para mejorar la adherencia de la pintura.



Paralelamente, se han realizado ensayos para determinar las características del hormigón extraído de las vigas, así como del acero activo y pasivo. Es más, incluso se ha determinado la tensión actual de las armaduras activas.

Dado que las vigas cabeceros se encuentran normalmente a una cota considerable sobre el nivel del suelo se utiliza para su reparación un andamio, automóvil verticalmente, de 12 m de longitud, y en el que pueden trabajar cinco personas normalmente.



En la actualidad se están desarrollando ensayos, en los que se simulan las reparaciones realizadas en obra, con diferentes variables en cuanto a los materiales empleados, en condiciones de humedad y salinidad alta, a fin de comprobar de forma acelerada y experimental el futuro comportamiento de lo reparado hasta la fecha. En el caso de un comportamiento negativo o simplemente neutro de al-

gún producto, éste sería eliminado y, si fuera necesario, sustituido por otro de parecidas características técnicas.

ACERAS

La reparación de las aceras tiene como motivo que en ellas se deposita la nieve impregnada de las sales utilizadas en las limpiezas de las calzadas. Su objeto primario es evitar su destrucción, y que estas sales pasen al hormigón de la losa y/o vigas de borde.

El saneado previo se realiza con agua a alta presión (500 kp/cm^2), que permite la circulación en uno de los carriles de la calzada, cosa que no se conseguiría con el chorro de arena.

Una vez realizado el saneado se encofran los bordes y se vierte mortero autonivelante, terminando la acera con mortero de consistencia normal, debido a la pendiente de la misma. Ambos morteros son sin retracción.

Para impermeabilizarla se dan tres manos de pintura especial para este menester.

La formación de las aceras tiene una ligera pendiente transversal, de forma que el agua escurra hacia dentro y corra por la conjunción de calzada-acera hasta un desagüe.

Drenajes

Inicialmente se están eliminando los desagües que existen, causantes inmediatos de las patologías detectadas.

Las aguas del tablero se eliminan a través de un cuadradillo de aluminio que hace las veces de dren.

Previamente se ha cortado el firme, se ha impermeabilizado superiormente para evitar la colmatación del dren, y se ha colocado lateralmente un mortero poroso, para permitir el paso de las aguas del tablero.

Las aguas superficiales corren contra las aceras hasta su desagüe en arquetas, en las que a su vez llegan las aguas de los drenes del tablero. De estas arquetas parten tubos de PCV, con suficiente sección y longitud para que las aguas no tomen contacto con el hormigón.

Las aguas que se infiltran por las juntas se desagüan por canalones a media caña. Este sistema funciona solamente regular, debido a la nidificación de las aves.

Para el control del avance de la corrosión, se están dejando, ocasionalmente, testigos de acero a diferentes profundidades, junto con un electrodo de referencia también inmerso en el mortero de reparación. Posteriormente se realizan medidas de control a intervalos regulares.

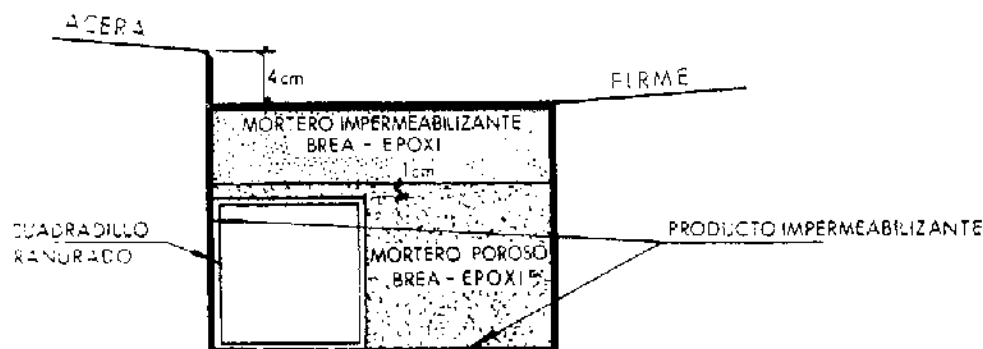
De cara al futuro se están considerando soluciones de protección contra la corrosión a base de protecciones catódicas, que si bien en el hormigón armado parecen estar resueltas, en cambio en estructuras de hormigón pretensado son peligrosas si no son controladas debidamente. Aun así, existen esperanzas, puesto que a nivel de Laboratorio, estas protecciones están funcionando correctamente.

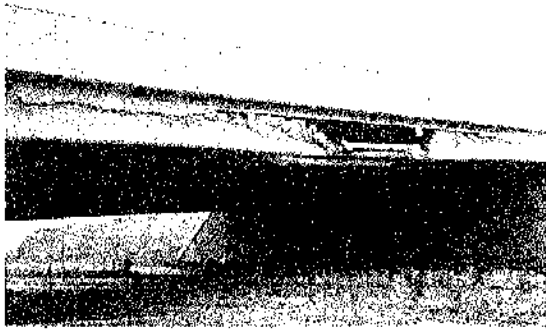
Así mismo, y dado que la falta de estanqueidad de las juntas es la principal culpable de las corrosiones localizadas en los cabeceros, se va a eliminar el mayor número posible de ellas, previo estudio teórico, con la modificación o sustitución de apoyos a que hubiere lugar.

IMPACTO

En este caso, la estructura afectada se encuentra en una zona de obra y por un descuido se produjo el impacto de la caja de una bañera de obra dedicada al movimiento de las tierras.

Los daños causados "a priori" fueron la destrucción de la viga de borde, lo que obligó a restringir la circulación superior y a desviar la inferior.



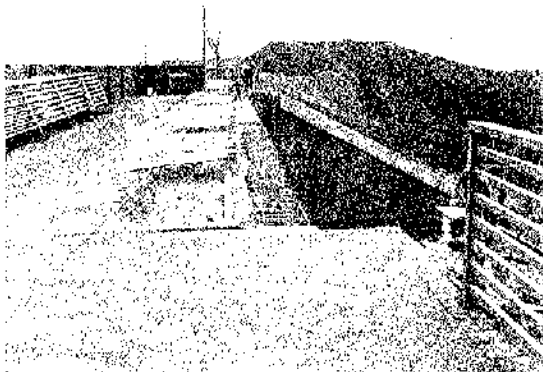


Realizado un detenido estudio, se comprobó que los daños se limitan a la citada viga y al intervalo de losa comprendido hasta la segunda viga, no observándose otros daños significativos en la estructura.

La actuación consistió en la sustitución de la viga afectada por otra de las mismas características y del mismo fabricante, y en la reparación de la losa afectada.

El "modus operandi" fue el que sigue:

— Picado de la losa hasta la segunda viga, con conservación de 1 m de la armadura de la parril existente.



Sustitución de la viga.

— Colocación del encofrado para el hormigonado de la losa.

Nueva armadura, con la realización de los empalmes con las esperas respetadas de la antigua parrilla, y con los solapes marcados en la Instrucción.

Limpieza con aire a presión de la zona que se iba a hormigonar.

— Pintado, con resina epoxi, del borde de la losa primitiva, con objeto de asegurar la unión de los dos hormigones.

— Vertido del hormigón, de las mismas características que el primitivo.

FUEGO

En la actualidad se está construyendo la Autovía de Circunvalación de Albacete, con sus correspondientes estructuras para pasos a distinto nivel. En uno de estos pasos, constituidos por dos estructuras gemelas de losas de canto variable hiperestáticas, se produjo un incendio intencionado.

El estado de las estructuras en ese instante era el siguiente:

— Estructura OF-7, encofrada, hormigonada y parcialmente tesa.

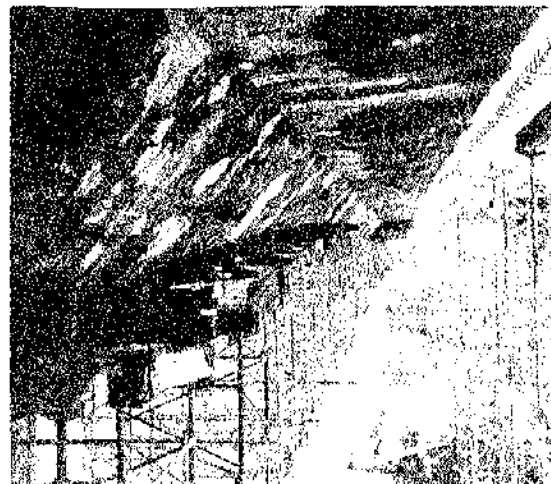


La estructura contigua, estaba preparada para hormigonar, con toda la ferralla colocada.

De esta última estructura, se desechó la totalidad de la ferralla y encofrado, volviéndose posteriormente a construir.

En la OF-7, motivo de esta Comunicación, se realizó un estudio profundo del acero pasivo y activo, mediante toma de muestras y ensayos de laboratorio. El hormigón fue así mismo objeto de estudio, con toma de testigos probetas para la determinación del espesor de hormigón afectado.

Los resultados obtenidos mostraron que los daños sufridos eran superficiales, y apenas trascendían la superficie que quedó a la intemperie. Las armaduras no se vieron afectadas.

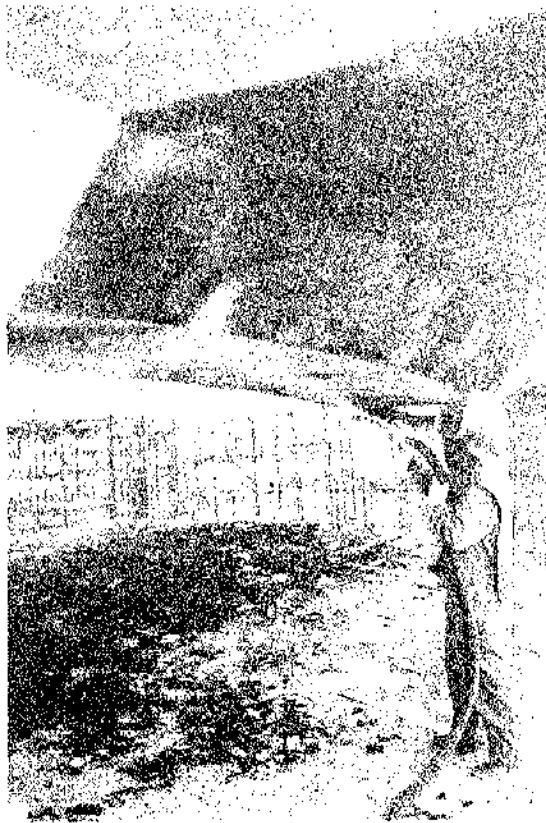


Reunida la Dirección Técnica, con la Administración y el Constructor, se llegó a la conclusión de que la estructura debía y podía ser reparada, en base a las siguientes premisas:

- Eliminación del hormigón afectado.
- Limpieza de la zona ahumada.
- Reposición del hormigón.
- Pintado final de la estructura.

La eliminación del hormigón se efectuó con picado manual de martellina, apoyado en un chorro a gran presión con arena silícea. En el borde del ala, se eliminó el hormigón con martillo.

La limpieza de la zona ahumada se realizó con chorro suave, también con arena silícea.



Inicialmente, se pensó en reponer el hormigón, con mortero proyectado y una terminación a llana; pero debido al poco espesor en la mayoría de las zonas y a la difícil posición de proyección, fue rechazada la solución.

Realizadas unas pruebas, la reposición se ejecutó del siguiente modo:

Previo cajado de los bordes, se descubrieron totalmente las armaduras en los lugares donde se mostraban. Después, se continuó con la colocación de un mallazo de gallinero en las zonas de mayor espesor y la limpieza con aire a presión de las zonas que había que reparar. A continuación se reali-

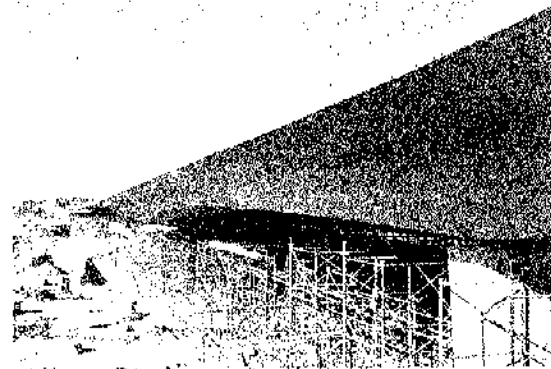
zó un pintado previo con resina epoxi, para asegurar la adherencia en las zonas afectadas del mortero de reparación.

Realizado el pintado, se incorporó a la estructura un mortero sin retracción, con llana. En los lugares donde el espesor era mayor se incorporó en dos capas. El acabado se efectuó con fratax.



Dada la climatología reinante durante la reparación (calor y viento), para evitar la evaporación del agua de fraguado se pintó con un líquido de curado.

Posteriormente, se ha pintado la estructura con una pintura de cemento con un componente de resina acrílica, que mejora su impermeabilidad y su respuesta frente a la carbonatación.



El borde del ala interior, por su proximidad a la estructura alada, no fue posible repararlo con llana, por lo que una vez encofrado, se vertió un mortero autonivelante, así mismo sin retracción, para permitir el relleno de todos los huecos.

En los pilares se detectaron fisuras, por lo que se decidió la inyección de una resina epoxi. En el transcurso de los trabajos se descubrió que estas fisuras eran superficiales, afectando al recubrimiento de las armaduras, por lo que una vez eliminados los recubrimientos afectados, se encofraron y se vertió el mortero autonivelante anterior.



RECONOCIMIENTOS

El autor quiere, a través de GEOTECNIA Y CIMENTOS, S.A., expresar su agradecimiento, por las facilidades, estímulo y colaboración, al M.O.P.U., Consejería de Obras Públicas de Castilla-La Mancha, Fernández Casado, S.A., Iberpistas, Dragados y Construcciones, S.A. y REHESA, y, en particular, a las siguientes personas:

ISIDORO PICAZO (Consejería de Obras Públicas de Castilla-La Mancha).

RAMON DEL CUVILLO (Jefe del Servicio de Puentes y Estructuras del M.O.P.U.).

JAVIER MANTEROLA (Ingeniero de Fernández Casado, S.A.).

LEONARDO FERNANDEZ TROYANO (Ingeniero de Fernández Casado, S.A.).

LUIS AMORES (Director de la Autopista Valba-Villacastin-Adanero).

ANTONIO BERMUDEZ (Director de REHESA).

RESUMEN

Se presentan tres casos, esencialmente diferentes de reparación de estructuras. Son diferentes en las causas que han hecho necesaria nuestra actuación. Estas causas son:

- La corrosión.
- El impacto.
- El fuego.

En la actualidad, al acometer el mantenimiento y/o reparación de numerosas estructuras construidas hace menos de veinte años e incluso quince años, se observa que un número importante de ellas presentan problemas relacionados con la corrosión.

Los efectos que produce la corrosión son, desde la apertura de fisuras a la ruina de la estructura, por rotura de las armaduras pasivas y/o activas, con pérdidas importantes de sección de hormigón.

El caso del impacto es relativamente frecuente en las estructuras de poco galibo situadas o no en zona de obra, siendo la causa más normal el no respetar las alturas máximas y en algún caso, como es el que nos ocupa, el de circular por la obra los camiones de los movimientos de tierra sin haber recogido previamente la caja; debiéndose realizar un estudio previo de daños que, puede llevar a la sustitución de algún elemento y/o la consiguiente reparación.

El tercer caso presentado, menos corriente que los anteriores, pero no por ello no existente, es el caso del incendio intencional, o el de impacto seguido de incendio. Como en el caso anterior, es preceptivo un estudio previo que nos limite los daños ocasionados, para proceder consecuentemente a su reparación.

SUMMARY

Three cases of structures repair are presented, which were justified by damages of quite diverse nature: corrosion, impact and fire.

Presently, maintenance and repair operations of structures built twenty or even fifteen years ago, give the opportunity of observing a number of corrosion related problems. The consequences of this corrosion range from simple cracking of concrete to major damage of the structure with fracture of prestressing wires and reinforcing bars and significant reduction of concrete cross-section.

Impact problems are relatively common in cross-over structures with very strict clearance dimensions.

Very frequently, heavy freight trucks exceed the maximum allowable height; and in some cases, as in the example herein described, the damage was produced by a dumper for earth transport circulating without lowering the body. Damages should be evaluated, in order to establish repair conclusions which may even lead, as in the present case, to the substitution of some elements.

Third case presented refers to a quite uncommon situation, like the intentionally provoked fire. As in the previous example, a preliminar damage analysis is needed prior to the repair and/or reinforcing operations execution.

II Congreso Internacional sobre "Construcción de Conducciones Subterráneas"

Durante los días 23-27 de octubre de 1989 se va a celebrar, en el Centro de Congresos de Hamburgo (R.F.A.), el II Congreso Internacional sobre "Construcción de conducciones subterráneas".

En esta ocasión, a la vista de la experiencia recogida en el I Congreso celebrado en el 87, y teniendo en cuenta la multiplicidad de temas de especial interés que en relación con este tipo de construcciones actualmente existe, se ha decidido tratar exclusivamente en las reuniones el tema "Canalización de aguas residuales y protección del ambiente".

Durante los días del Congreso estará abierta una exposición en la que se presentarán las más recientes novedades relacionadas con los trabajos subterráneos y la construcción de canalizaciones.

Se realizarán visitas a obras ya terminadas y a fábricas de tuberías, en Hamburgo.

Habrà un servicio de traducción simultánea en inglés, francés, alemán y japonés.

Los temas elegidos para este Congreso son:

1. Nuevos criterios para la construcción de redes de alcantarillado.

2. La canalización y conducción de aguas residuales:

- Consecuencias para la capa freática y el terreno.
- Consecuencias respecto a la explotación y mantenimiento.
- Consecuencias desde el punto de vista jurídico.
- Consecuencias desde el punto de vista económico.

3. Detección de daños ocasionados a las obras y al ambiente, estimación de los daños, programas de conservación de las redes de alcantarillado.

4. Técnicas y métodos modernos para la reparación, rehabilitación y construcción de las canalizaciones y conductos de aguas residuales, resistentes a la corrosión.

5. Saneamiento de las aguas subterráneas y de los terrenos contaminados, en las proximidades del alcantarillado.

Este Congreso resulta de particular interés para las Comunidades, empresas de saneamiento, oficinas de estudios, Universidades y Escuelas Técnicas, Agrupaciones profesionales, constructores de maquinaria, empresas constructoras, fabricantes de materias primas, tuberías, equipos industriales, aparatos de medición, de toma de datos, etc.

Las personas interesadas en presentar algún trabajo en este Congreso, deberán enviar un resumen del mismo, de no más de 300 palabras redactado en francés, inglés o alemán a la siguiente dirección:

II Internationaler Kongress
Leitungsbau' 89
c/o Hamburg Messe und Congress GmbH
Congress Organisation
P.O. Box 30 24 80
D-2000 Hamburg 36
Federal Republic of Germany.

A la misma dirección deberán dirigirse también todos los que deseen participar en el Congreso o recibir información complementaria sobre el mismo.

Puente de los Santos, sobre el Río Eo

Manuel Juliá Vilardell
Dr. Ing. de Caminos
(Cubiertas y MZOV)

1. INTRODUCCION

La carretera N-634 que enlaza Asturias con Galicia, rodea la Ría del Eo, entre las localidades de Figueras y Ribadeo, con un desarrollo de 21 km, cuando la distancia entre ambas poblaciones, a través de la Ría, es escasamente de 1 km.

Por ello, desde hace mucho tiempo, existía la idea de unir las mediante un puente. Se habían redactado varios proyectos que no se llevaron a cabo. En 1981 el Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo convocó un concurso de proyecto y obra, adjudicándolo a la solución que se va a describir.

El emplazamiento de la obra está algo aguas abajo de Figueras y Ribadeo, muy próximo a las ermitas de San Román, en el lado de Asturias, y de San Miguel, en Galicia. Por ello, desde antiguo, se le conoce como el “Puente de los Santos” (Fig. 1).



Fig. 1

2. DESCRIPCION GENERAL

La estructura es un pórtico continuo, de cinco vanos, con luces de 75 m + 3 x 150 m + 75 m, con un vano isostático, extremo, de 12,0 m de luz.

El canto de los tramos principales varía entre 3,0 m en el centro y 7,50 m en arranques, siendo el ancho de 12,40 m.

Las pilas están formadas por dos tabiques exentos, de alturas entre 30,0 y 34,0 m, con 2,0 m de espesor, separados 8,0 m entre sí. La cimentación de la pila lado Asturias es directa sobre roca, y las restantes sobre pilotes de 2,0 m de diámetro (Fig. 2).



Fig. 2.

3. CIMENTACIONES

El lecho de la ría está formado por una capa de arena limosa, muy uniforme, sobre un fondo de cuarcitas que afloran en las márgenes. Por ello se proyectaron dos tipos de cimentación, directa, por zapata, en las pilas extremas y con pilotes en las intermedias. Los sondeos previos establecían una longitud de pilote próxima a los 50 m, por lo que en el proyecto se adoptaron pilotes de gran diámetro, (2,00 m), en número de 12 por pila, previendo su ejecución mediante la hincia de una camisa exterior para la perforación hasta la cota de cuarcitas, e introduciendo a continuación una camisa interior, de chapa fina, que quedaba perdida, a modo de encofrado, mientras la exterior se extraía y reutilizaba.

Los sondeos definitivos, ya en el emplazamiento exacto de las pilas, pusieron de manifiesto que,

en la pila II, próxima a Figueras, la profundidad de la roca era mayor de 60 m, en tanto que, del lado Ribadeo, se quedaba en 45. Por ello se decidió eliminar la camisa recuperable y, en su lugar, perforar con lodo tixotrópico, ante las dudas que aparecieron sobre la posibilidad de extraer una camisa en tal longitud, la mayor alcanzada en todo el mundo para pilotes de 2,00 m. Se mantenía, eso sí, la segunda camisa de poco espesor, para el encofrado del pilote.

Por otra parte, la pila próxima al lado Ribadeo proyectada con cimentación directa, hubo de ser cambiada a cimentación por pilotes cortos, también de 2,0 m de diámetro, debido a la alteración del hormigón del zócalo de regularización de fondo (que en algunos puntos alcanzaba 3,0 metros de altura) por ataque químico debido a vertidos incontrolados a la ría.

Las perforaciones de los pilotes centrales se realizaron desde unas islas artificiales, construidas mediante un recinto circular de tablestacas (Fig. 3).



Fig. 3.

Una vez terminados los pilotes, se procedió a agotar el recinto para hormigonar en seco el encofrado (Figuras 4, 5 y 6).

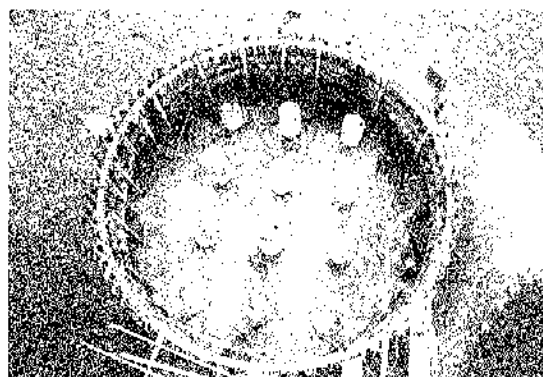


Fig. 4.

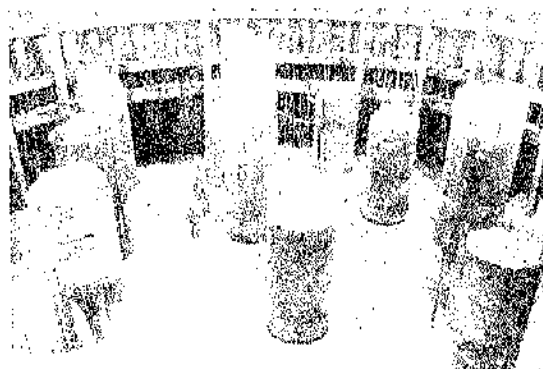


Fig. 5.



Fig. 6.

4. PILAS

Se eligió la tipología de pila desdoblada en dos tabiques, para minimizar las acciones horizontales y, a la vez, conseguir un empotramiento del dintel que evitara apoyos provisionales, muy costosos de conseguir en la zona central de la ría.

La altura libre de 34,0 metros se estableció por necesidades de galíbo en el canal de navegación próximo a Ribadeo.

Su construcción se realizó con encofrados rampantes (Figs. 7 y 8).

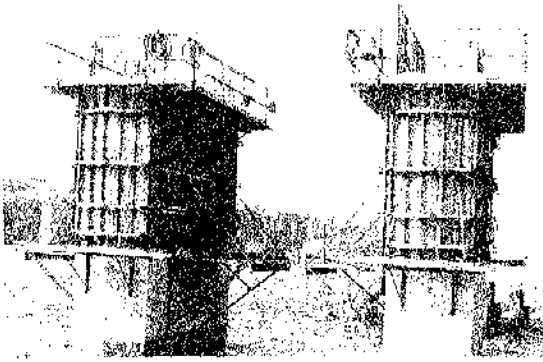


Fig. 7.

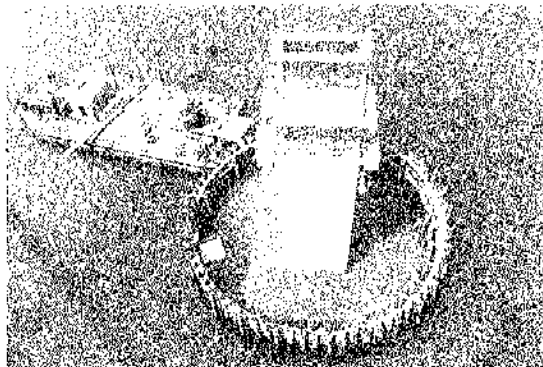


Fig. 8.

5. TABLERO

El tablero se organiza mediante cuatro módulos en T, de 150 m de longitud cada uno, y, como se ha dicho, un tramo isostático de 12 m en el extremo del lado Ribadeo, sobre la carretera de la Isla Pancha.

Con ello se pretende evitar la sensación de pesadez que originaría el extremo del tablero principal, a escasa distancia del suelo, sobre los usuarios de esa carretera.

Cada módulo de 150 m se construyó hormigonando "in situ" una dovela sobre pilas, y, seguidamente, avanzando en voladizo para hormigonar, simétricamente, otras 15, con longitudes entre 3,75 y 5,00 m, salvo en los elementos extremos, en los que se hormigonó además parte de la última dovela (nº 16) en correspondencia del estribo, para conseguir un equilibrio de momentos adecuado.

Finalmente, se hormigonaron las dovelas de cierre de las claves, y el resto de la dovela sobre es tribos.

5.1. Dovela sobre Pilas

Esta dovela lleva incorporada la traviesa sobre

pilas, en forma de V invertida, que une los fustes con el dintel. Su longitud es de 17,00 metros, y se hormigona "in situ" sobre un encofrado sustentado por una cimbra metálica que, a su vez, descansa sobre dos maestras longitudinales, sujetas a las caras frontales de la pila por dos ménsulas metálicas (Figs. 9, 10 y 11).

El espesor de la traviesa es variable y su forma proporciona una gran rigidez al nudo.

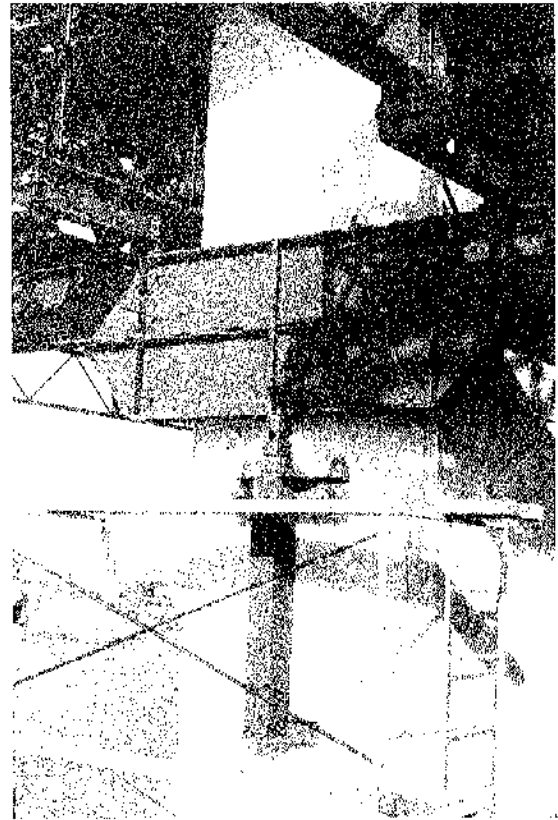


Fig. 9.

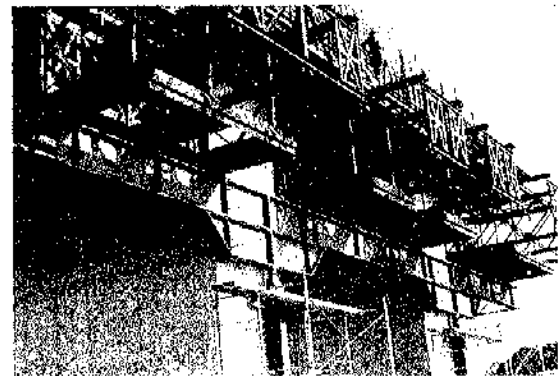


Fig. 10.

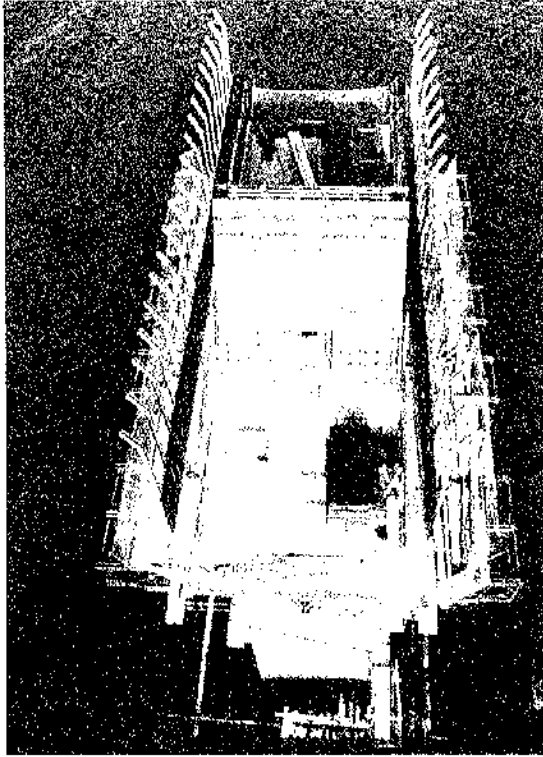


Fig. 11.

5.2. Dovelas 1 a 15

Se hormigonaron "in situ" mediante carros de avance, alcanzando un vuelo de 73,50 m a ambos lados del eje de las pilas (Figs. 12 y 13).

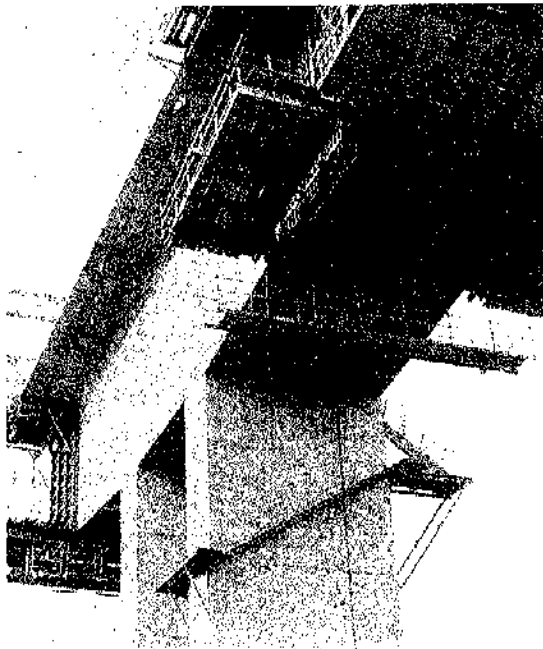


Fig. 12.



Fig. 13.

Por necesidades de programación de las obras, el orden seguido en la ejecución de los elementos fue:

- a) Pila I (Lado Figueras)
- b) Pila II (Centro, lado Figueras)
- c) Pila IV (Lado Ribadeo)
- d) Pila III (Centro, lado Ribadeo).

En el proyecto se analizaron los efectos de redistribución por fluencia, suponiendo que los enlaces entre los elementos en 'T', entre sí y al estribo, se realizaban de forma casi simultánea, al final de la obra. Por ello, el elemento I estuvo cerca de dos años en la situación de voladizo.

En las figuras 14 a 22 se observan las distintas fases por las que atraviesa la construcción de las obras.

5.3. Dovelas de cierre

Mediante un programa de cálculo electrónico, especialmente preparado para este proyecto, se evaluaron los recorridos previstos, para cada elemento, en el período de situación isostática, dotándole, en cada caso, de las oportunas contraflechas.

Se obtuvo una diferencia máxima entre extremos de voladizo de 20 mm (Figs. 23 y 24).

Es de notar que los movimientos por calentamiento diferencial de las superficies del tablero, en las fases isostáticas eran de ese orden de magnitud. Se midieron las temperaturas de la losa superior e inferior, instalando termómetros en tableros preparados a tal efecto.

Antes de comenzar la construcción fueron determinados los módulos de elasticidad del hormigón a distintas edades, y los parámetros que intervienen en la evaluación de la fluencia (relación A/C, humedad, etc.).

5.4. Se realizó un estudio para prevenir posibles riesgos de fisuración en la zona de introduc-

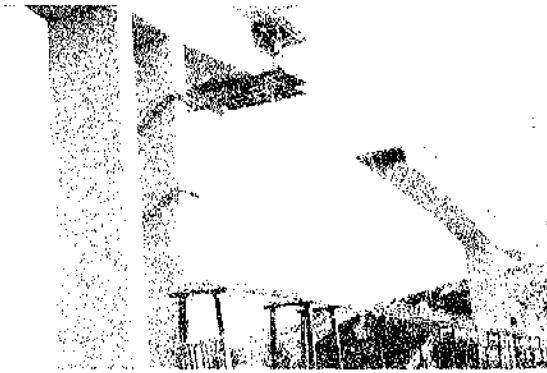


Fig. 14.



Fig. 17.

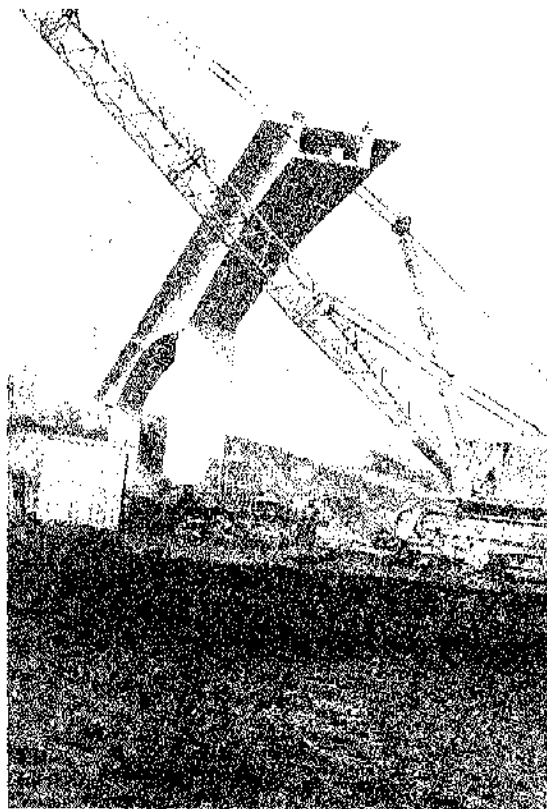


Fig. 15.

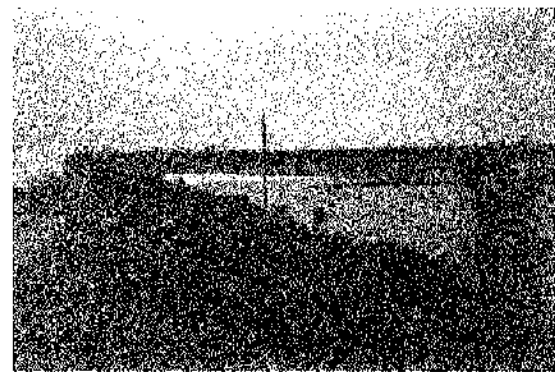


Fig. 18.



Fig. 16.



Fig. 19.

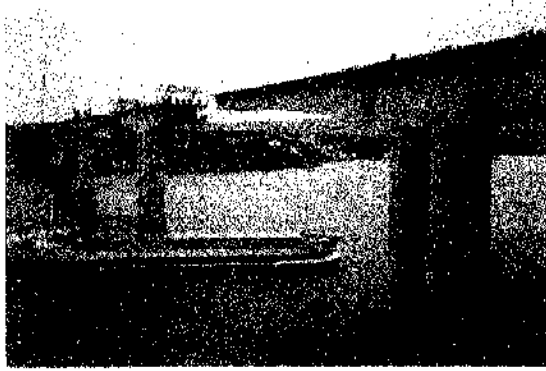


Fig. 20.

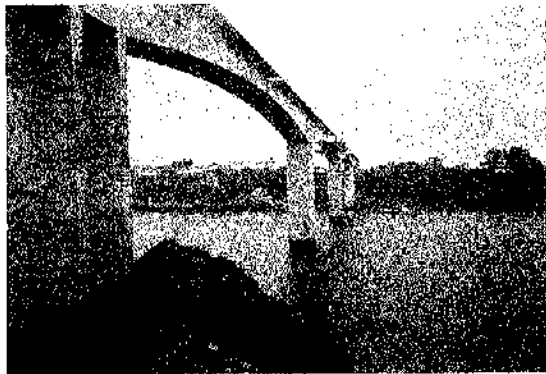


Fig. 21.



Fig. 22.



Fig. 23.

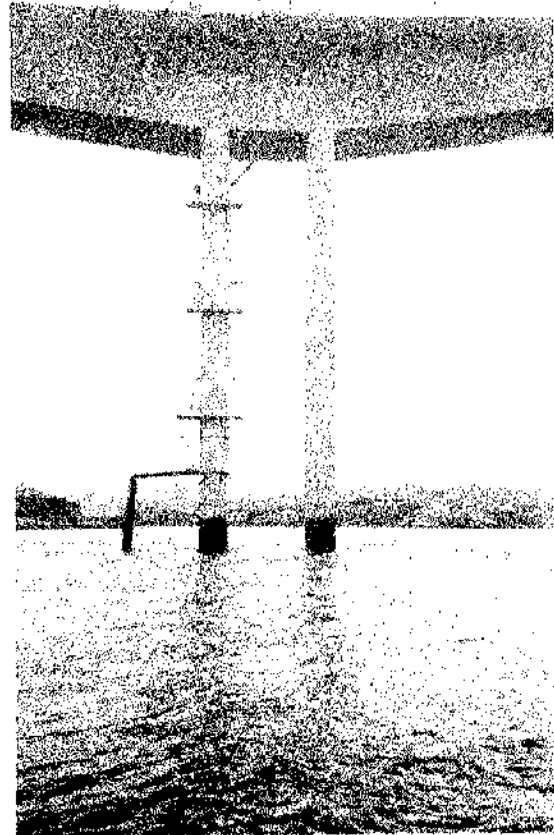


Fig. 24.

ción del pretensado de los cables de continuidad de los vanos centrales, y de refuerzo de los laterales, fruto del cual fue la disposición de elementos transversales de rigidez, en la zona de anclajes.

Por otra parte, el elevado número de cables de continuidad en la zona de clave, con un espesor de la losa inferior reducido (20 cm) aconsejó analizar los efectos de empuje al vacío, y de posibles quiebros en el trazado. Como consecuencia, se adoptaron nervios de rigidización transversal, que garantizaban el buen comportamiento de la losa inferior, admitiéndose desviaciones angulares bruscas del trazado hasta de 8 mm por metro.

En las figuras 25 y 26 pueden verse los nervios citados, la armadura pasiva, y los cables de continuidad.

5.5. El cierre definitivo se realizó siguiendo el siguiente programa:

a) Hormigonado del resto de las dovelas sobre estribos y tesado de los cables de refuerzo en vanos laterales.

b) Hormigonado de la dovela de cierre del vano central, y tesado de la mitad de sus cables de continuidad al 50 por 100 de tensión (Fig. 27).

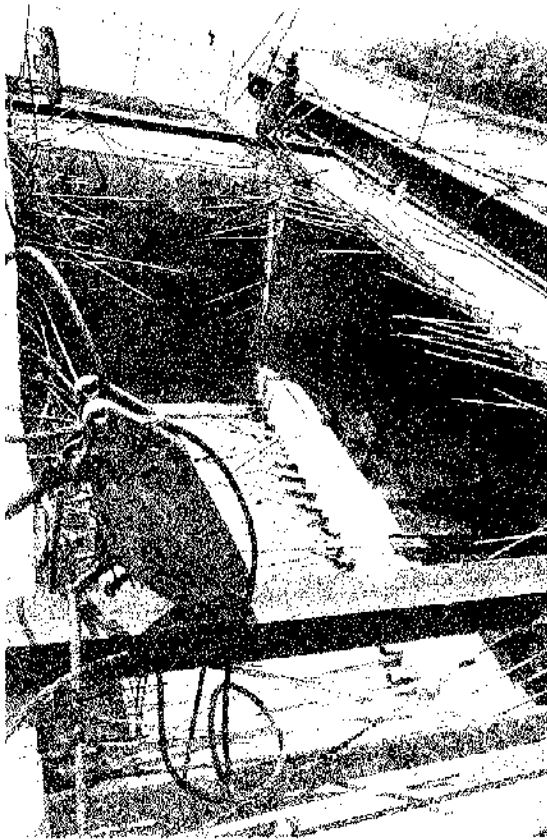


Fig. 25.

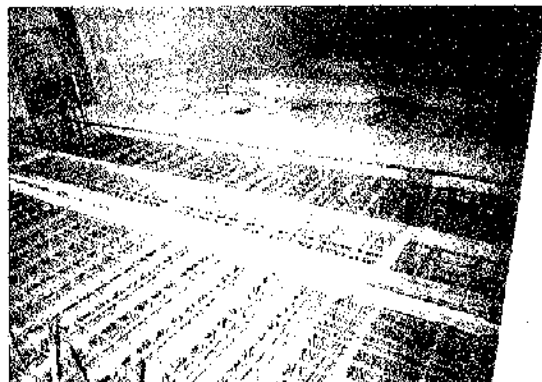


Fig. 26.



Fig. 27.

c) Hormigonado de las dovelas de cierre de los vanos laterales y tesado de la mitad de sus cables al 100 por 100.

d) Tesado de los cables del vano central al 100 por 100.

e) Tesado de los restantes cables al 100 por 100.

El comportamiento de la estructura fue correcto, obteniéndose los recorridos previstos para el pretensado, sin aparecer fisuras en las zonas de concentración de esfuerzos. La puesta en tensión se iniciaba siempre desde los cables más largos a los más cortos.

Las figuras 28, 29 y 30 presentan distintos aspectos de la obra terminada.

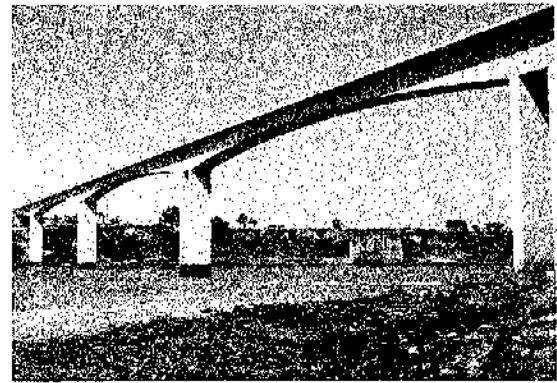


Fig. 28.

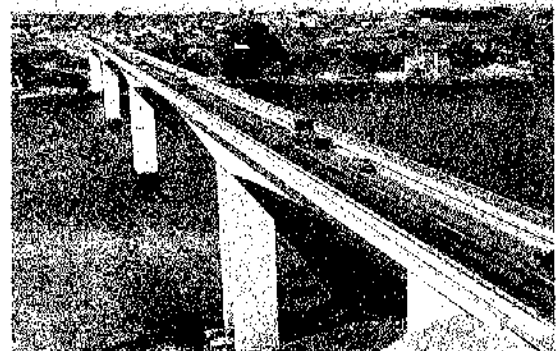


Fig. 29.



Fig. 30.

6. PRUEBA DE CARGA

Se cargaron cada uno de los vanos principales con 14 camiones de 42 toneladas, que originaban un 75 por 100 de los esfuerzos de proyecto. Las flechas máximas obtenidas fueron de 48 mm con una desviación de -2 mm sobre las previstas, lo que manifiesta la correcta evaluación del módulo de elasticidad. La recuperación a las 24 horas fue del 100 por 100.

7. CUANTIAS DE MATERIALES EN TABLERO

Hormigón H-350: $0,95 \text{ m}^3/\text{m}^2$,
Acero pasivo A-46: $103 \text{ kg}/\text{m}^2$,
Acero de Pretensado ($f_k = 190 \text{ kg}/\text{mm}^2$): $45 \text{ kg}/\text{m}^2$.

8. INSTRUMENTACION

En algunas zonas de concentración de tensiones, se han instalado elementos de medida de deformaciones cuya lectura se realiza periódicamente INTEMAC.

Para colocar la instrumentación se ha elegido una de las travесas en V invertida, un sector de losa inferior detrás de los anclajes de continuidad, y la unión de los rigidizadores transversales con el alma.

Con ello se espera obtener información sobre cómo se distribuyen las tensiones en esas zonas que, por sus especiales características, hacen que tal distribución sea difícilmente previsible por el cálculo.

9. El puente ha sido construido bajo la dirección de D. Ignacio García-Arango, de la jefatura de O.P. de Oviedo, asesorado por D. Ramón Guirriarán. Por la compañía constructora, Cubiertas y MZOV, han llevado la responsabilidad de la obra los Ingenieros D. José Alonso y D. Antonio Menéndez Ondina.

En los ensayos de los materiales han intervenido el laboratorio de INTEMAC, el Servicio de Materiales de Oviedo y el Laboratorio Central del MOPU. El sistema de pretensado utilizado, ha sido el Freyssinet.

RESUMEN

El puente enlaza las regiones de Asturias y Galicia, cruzando sobre la Ría del Eo entre Figueras y Ribadeo, evitando un rodeo de 21 km.

La estructura está formada por cinco tramos continuos de luces $75 \text{ m} + 3 \times 150 \text{ m} + 75 \text{ m}$, más un tramo de acceso, isostático, de 12 m. Las pilas, de 34 m de altura sobre el nivel del agua, consisten en dos tabiques verticales, paralelos, de 2,00 m de espesor.

El ancho del tablero es de 12,5 m. Su canto es variable entre 3,00 y 7,50 metros.

Las cimentaciones de las pilas centrales se realizaron mediante pilotes de 2,00 m de diámetro, con profundidades de hasta 64 metros.

El tablero se ejecutó por avance en voladizo desde cada pila, sucesivamente.

En proyecto se prestó especial atención a los problemas derivados de la concentración de tensiones en los anclajes y en la zona de clave, por curvatura de los cables de pretensado. Se ha instrumentado para controlar la evolución de tensiones y flechas.

SUMMARY

The bridge, which connects the regions of Asturias and Galicia, crosses the Eo Estuary between Figueras and Ribadeo thus avoiding a 21 km detour.

The structure consists of five continuous spans ($75\text{m} + 3 \times 150\text{m} + 75\text{m}$) and a 12 m freely supported access span. The piers, 34 m above sea level, consist of two vertical parallel 2 m thick walls.

The 12,5 m wide deck has a thickness varying between 3,00 and 7,5 metres.

The central piers were founded on 2 m diameter 64 m long piles.

The deck was constructed by successive cantilevering from each pier.

At the design stage special attention was given to problems arising from stress concentration at anchorages and in the centre span zone, due to curvature of the prestressing cables. Instrumentation has been installed for monitoring tensions and deflections.

Pasos Superiores realizados. Planteamiento estructural frente a acciones horizontales en proyectos de puentes

José Antonio Llombart y
Vicenta Antón
Dres. Ingenieros de Caminos C. y P.

1. INTRODUCCION

Vamos a exponer una serie de conclusiones obtenidas a lo largo de la realización de diversos proyectos de puentes construidos, de mediana luz, cuya descripción general incluimos.

Para ello, mencionaremos diversos conceptos relativos al diseño estructural para optimizar la respuesta frente a cargas horizontales, así como un procedimiento de análisis en el dominio elástico, que integra todos los elementos de la estructura, incluidos los apoyos elastoméricos.

2. DISEÑO

Los conceptos que van a manejarse son extensivos a otros muchos tipos de puentes; sin embargo, nos centraremos en la aplicación a unos Pasos Superiores sobre Autovía, ya que corresponden a un tipo de estructuras de gran actualidad por el elevado número de ellas que han de ser construidas dentro del Plan Nacional y concretamente vamos a hacer mención de las Obras de Fábrica del tramo I de la Autovía Murcia-Alicante, construidos recientemente y situados en zona sísmica de grado IX y, por tanto, con unas acciones horizontales de cálculo elevadas.

Estos puentes, de tres vanos, tienen una luz central máxima de 38 m, y unas luces laterales de 12,80 m. El tablero está formado por losa continua de hormigón pretensado, con aligeramientos y canto variable (Figuras 1 y 2). Los estribos, situados sobre terraplén, están cimentados sobre pilotes, que contribuyen a la resistencia del conjunto frente a las acciones horizontales del sismo.

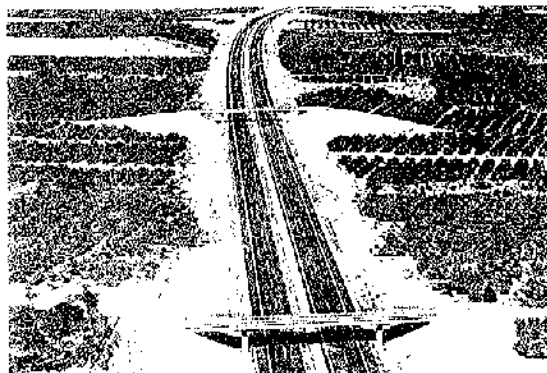


Fig. 1

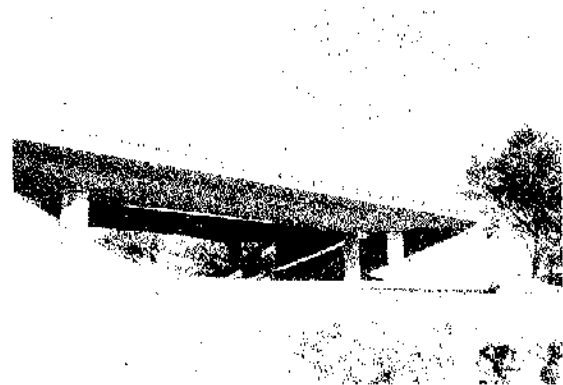


Fig. 2

El esquema resistente frente a las acciones horizontales es el siguiente:

Las fuerzas situadas en el tablero son transmitidas, en su totalidad, a través de los apoyos de neopreno, hasta la coronación de pilas y estribos, repartiéndose entre todos ellos según sus rigideces y las de los apoyos.

Los toques sísmicos se disponen con unas holguras tales, que solamente actúan en el caso de que las acciones sean superiores a las consideradas en el Proyecto, como medida de seguridad adicional.

Este esquema presenta las siguientes ventajas:

Se utiliza el mayor número de apoyos posibles para absorber las acciones, lo que disminuye riesgos.

La flexibilidad de los apoyos de neopreno bajo la actuación de cargas horizontales, da lugar a un periodo propio de vibración alto y permite un buen comportamiento de la estructura frente a acciones dinámicas.

El tablero, sometido solamente a peso propio y carga permanente, da lugar en los apoyos de estribos a reacciones positivas, que pueden cambiar de signo cuando actúan las sobrecargas del vano central (Figura 3), lo que obliga a disponer anclajes verticales. Dichos elementos están constituidos por barras de 32 mm de diámetro, ancladas en sus extremos (estribo y losa), quedando libres en la zona intermedia (péndulo), ofreciendo de este modo escasa rigidez frente a los desplazamientos horizontales. El anclaje superior en el tablero está

provisto de rosca y resulta accesible, al objeto de permitir el levantamiento del tablero para la posible sustitución de las placas de los aparatos de apoyo, en el futuro.

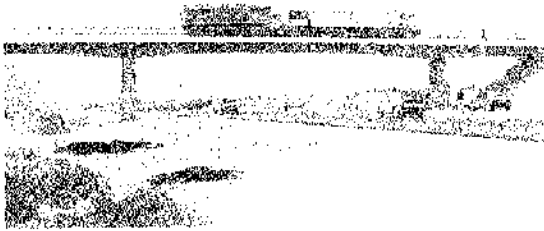


Fig. 3

3. ANALISIS

El análisis de este tipo de estructuras sometidas a cargas horizontales, se ha realizado satisfactoriamente a partir de un modelo de pórtico plano o pórtico espacial, que permite una simulación correcta del comportamiento de las placas de neopreno.

Vamos a admitir un comportamiento de los materiales linealmente elástico y las cargas exteriores las supondremos de carácter estático; incluido el sismo.

La asimilación de la placa de neopreno a una barra prismática convencional, no es correcta, ni aún haciendo uso de la deformación por cortante (figura 4), dado que en ésta los componentes de esfuerzo cortante y momento flector dependen tanto de los desplazamientos "y" como de los giros, mientras que en una pieza elastomérica, el esfuerzo cortante depende sólo de los desplazamientos "y" y no depende de los giros. Sin embargo, es muy sencillo adaptar un programa de cálculo matricial convencional para que permita el manejo de un tipo de barra "elastomérica" además del tipo de barra prismática normal. Únicamente hay que prever que las barras que correspondan a este nuevo tipo tienen una matriz de rigidez de barra distinta.

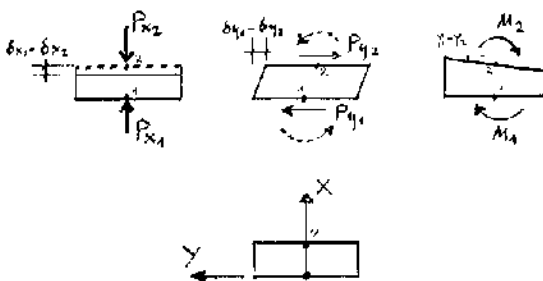


Fig. 4

Para una estructura plana la matriz de rigidez de una barra elastomérica referida a ejes locales es la siguiente.

$$\begin{matrix} Px1 \\ Py1 \\ m1 \end{matrix} = \begin{matrix} K_{11} \\ \left[\begin{array}{ccc} En \cdot S/h & 0 & 0 \\ 0 & \frac{SG}{h} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{a^5 \cdot bmG}{75 \cdot t^3 \cdot n} \end{array} \right] \end{matrix} \begin{matrix} \delta x1 \\ \delta y1 \\ \varphi1 \end{matrix} +$$

$$+ \begin{matrix} K_{12} \\ \left[\begin{array}{ccc} En \cdot S/b & 0 & 0 \\ 0 & \frac{SG}{h} & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{a^5 \cdot bmG}{75 \cdot t^3 \cdot n} \end{array} \right] \end{matrix} \begin{matrix} \delta x2 \\ \delta y2 \\ \varphi2 \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} Px2 \\ Py2 \\ m2 \end{matrix} = \begin{matrix} K_{21} \\ \left[\begin{array}{ccc} -En \cdot S/h & 0 & 0 \\ 0 & \frac{SG}{h} & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{a^5 \cdot bmG}{75 \cdot t^3 \cdot n} \end{array} \right] \end{matrix} \begin{matrix} \delta x1 \\ \delta y1 \\ \varphi1 \end{matrix} +$$

$$+ \begin{matrix} K_{22} \\ \left[\begin{array}{ccc} En \cdot S/h & 0 & 0 \\ 0 & \frac{SG}{h} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{a^5 \cdot bmG}{75 \cdot t^3 \cdot n} \end{array} \right] \end{matrix} \begin{matrix} \delta x2 \\ \delta y2 \\ \varphi2 \end{matrix}$$

siendo:

- En: Mod. elasticidad neopreno.
- S : Area = a x b.
- a : Longitud de la placa en el plano del pórtico.
- b : Ancho de la placa.
- m : Número de placas.
- h : Espesor neto de neopreno.
- t : Espesor de cada capa intermedia de neopreno.
- n : Número de capas.

Para una estructura espacial, la matriz de rigidez de barra elastomérica referida a ejes locales es la siguiente:

$$\begin{bmatrix} P_{x1} \\ P_{y1} \\ P_{z1} \\ m_{x1} \\ m_{y1} \\ m_{z1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E_n \cdot S/h & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & SG/h & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & SG/h & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{G \cdot I_t}{h} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{a^5 \cdot b \cdot G}{75 \cdot t^3 \cdot n} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{a \cdot b^5 \cdot G}{75 \cdot t^3 \cdot n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_{x1} \\ \delta_{y1} \\ \delta_{z1} \\ \varphi_{x1} \\ \varphi_{y1} \\ \varphi_{z1} \end{bmatrix} +$$

$$+ \begin{bmatrix} -E_n \cdot S/h & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -SG/h & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -SG/h & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{G \cdot I_t}{h} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{a^5 \cdot b \cdot G}{75 \cdot t^3 \cdot n} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{a \cdot b^5 \cdot G}{75 \cdot t^3 \cdot n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_{x2} \\ \delta_{y2} \\ \delta_{z2} \\ \varphi_{x2} \\ \varphi_{y2} \\ \varphi_{z2} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} P_{x2} \\ P_{y2} \\ P_{z2} \\ m_{x2} \\ m_{y2} \\ m_{z2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E_n \cdot S/h & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -SG/h & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -SG/h & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{G \cdot I_t}{h} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{a^5 \cdot b \cdot G}{75 \cdot t^3 \cdot n} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{a \cdot b^5 \cdot G}{75 \cdot t^3 \cdot n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_{x1} \\ \delta_{y1} \\ \delta_{z1} \\ \varphi_{x1} \\ \varphi_{y1} \\ \varphi_{z1} \end{bmatrix} +$$

$$+ \begin{bmatrix} E_n \cdot S/h & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & SG/h & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & SG/h & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{G \cdot I_t}{h} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{a^5 \cdot b \cdot G}{75 \cdot t^3 \cdot n} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{a \cdot b^5 \cdot G}{75 \cdot t^3 \cdot n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_{x2} \\ \delta_{y2} \\ \delta_{z2} \\ \varphi_{x2} \\ \varphi_{y2} \\ \varphi_{z2} \end{bmatrix}$$

siendo:

E_n : Módulo elasticidad neopreno.
 S : Area placa = $a \times b$;

a = lado paralelo a eje z ,
 b = lado paralelo a eje y .

h : Espesor neto de neopreno.
 t : Espesor de cada capa de neopreno intermedio.
 n : Número de capas.

$$I_t \approx \frac{a \cdot b^3}{5,5} ; \text{ siendo } b < a$$

En todas las ecuaciones anteriores se ha despreciado la parte de momento flector dependiente de los desplazamientos "y", es decir, se ha hecho nulo el segundo coeficiente de la tercera fila, en todos los casos, con el objeto de que resulten matrices simétricas y así poderlas manejar con los programas de cálculo habituales que trabajan con semibandas. En cualquier caso, dicho coeficiente es pequeño y no altera sustancialmente los resultados.

Una vez definidas las matrices de rigidez de las barras en ejes locales, el resto del proceso de cálculo es idéntico al realizado normalmente por cualquier programa de cálculo matricial.

En la figura 5 se muestra un esquema, con la discretización de la estructura según un pórtico plano, en donde se incluyen todos los elementos, tablero, apoyos, pilas, estribos y pilotes. La rigidez proporcionada por los terraplenes se simula mediante apoyos elásticos sobre los nudos incluidos en los pilotes.

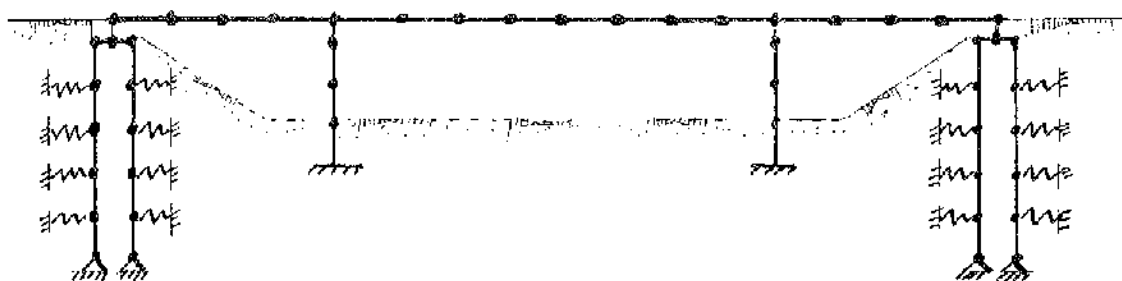


Fig. 5

Según que la dirección de la fuerza actuante sea hacia adentro o hacia afuera del terraplén, varían las constantes de muelle de los apoyos elásticos de la zona alta de los pilotes. Por ello, si la fuerza es hacia afuera del terraplén, se adopta una rigidez nula en la coronación del pilote, que se incrementa linealmente hasta alcanzar el máximo valor a la altura del pie del talud.

Si se utiliza un modelo de pórtico plano es necesario hacer un análisis de fuerzas longitudinales, que incluya fuerzas de pretensado, fenómenos reológicos y térmicos, frenado y sismo longitudinal, y, por otra parte, un análisis de fuerzas transversales para estudio de fuerza centrífuga, viento transversal y sismo transversal. En ambos casos, la discretización de la estructura es similar, pero son

distintas en general las inercias en sentido longitudinal y en sentido transversal de determinadas barras, como fustes, apoyos de neopreno y estribos.

Un modelo de pórtico espacial permite, obviamente, realizar simultáneamente los análisis longitudinal y transversal.

Por otro lado, el módulo de deformación transversal G del neopreno y el módulo de deformación longitudinal E del hormigón no son iguales para todas las hipótesis, sino que dependen del tiempo de duración de la carga.

Todo ello obliga a realizar diversos procesos de la estructura, con pequeñas variaciones en los datos para las diferentes hipótesis de carga.

La integración de resultados de las distintas hipótesis de cálculo se puede realizar directamente con la ayuda de unos archivos de datos auxiliares y un sencillo programa postproceso. El mismo procedimiento puede utilizarse para el análisis de puentes realizados por fases.

4. CONCLUSIONES

Los procedimientos descritos se han aplicado en el Proyecto de numerosos Pasos Superiores realizados y, fundamentalmente, consisten en in-

tegrar en un solo cálculo el análisis del tablero (pretensado incluido), apoyos de neopreno, pilas y en algunos casos, pilotes.

Se ha podido verificar que existen notables diferencias entre los resultados obtenidos con este proceso integrado y el que se obtendría con el análisis por separado del tablero (estudiado como una viga continua sobre apoyos articulados) y las pilas, sometidas al conjunto de cargas verticales y horizontales en su coronación.

El conocimiento de la rigidez real del conjunto de la estructura y la posibilidad de estudiar su sensibilidad frente al cambio de rigidez de alguno de sus elementos (pilas, apoyos de neopreno, pilotes, respuesta elástica del terreno, etc.), proporciona grandes recursos al Projectista para el

diseño global, elección adecuada del tipo de apoyo, optimización de materiales y para la justificación del grado real de seguridad, sobre todo en estructuras situadas en zona sísmica.

Para la aplicación del método no se requieren grandes medios de cálculo, siendo suficientes los ordenadores de capacidad media, que hoy día son comunes en todas las Oficinas de Proyectos, y la utilización de programas de cálculo matricial de estructuras sobre los que se realizan las adaptaciones indicadas, en lo referente a las matrices de rigidez de los aparatos de apoyo.

RESUMEN

Se exponen los criterios de proyecto seguidos en la realización de una serie de pasos superiores sobre Autopista, cuya particularidad consiste en que se encuentran en una de las zonas de España con máxima sismicidad (Grado IX).

La magnitud de las fuerzas horizontales derivadas de las acciones sísmicas, ha motivado la utilización de un esquema de cálculo que aporta ventajas en la optimización de materiales y proporciona recursos para lograr el diseño estructural más adecuado.

SUMMARY

In this report is shown the project criteria followed in the completion of a series of highway overpass bridges, whose particularity consists in that they are found in one of the areas in Spain having maximum seismic movement (Grade IX).

The magnitude of the horizontal forces derived from the seismic movements has motivated the utilization of a calculation scheme which affords advantages in the good usage of materials and provides resources to achieve a more adequate structural design.

* * *

Segundo Simposio Internacional sobre "Estructuras para el cruce de los estrechos"

En Trondheim, Noruega, se va a celebrar durante los días 10 al 13 de junio de 1990, organizado por la "Sociedad de Ingenieros de Noruega" y la "Administración Pública Noruega de Carreteras", el Segundo Simposio Internacional sobre "Estructuras para el cruce de los estrechos".

Este Simposio es continuación del celebrado en Stavanger, en octubre de 1986. Desde entonces, han sido concluidas algunas nuevas obras para el cruce de estrechos, entre ellas, el largo túnel de Seikan, en Japón, y el complejo de túneles submarinos en Ålesund, en Noruega. Se ha avanzado mucho en las obras del famoso Eurotúnel entre Inglaterra y Francia y se continúa la discusión sobre si debe construirse un puente o un túnel para el cruce de los estrechos de Messina y Gibraltar. El objetivo fundamental del Simposio que ahora se anuncia es ampliar conocimientos en relación con los temas siguientes:

Tecnología. El Simposio abordará el estudio de todos los diferentes tipos de estructuras utilizados para cruzar los estrechos, es decir: puentes convencionales, puentes flotantes, tuberías sumergidas y flotantes, túneles sumergidos, túneles sumergidos perforados en roca y nuevos criterios para la construcción de ferrys de alta velocidad. Se pasará revista a los métodos actualmente aplicados en las investigaciones in situ así como a las técnicas utilizadas en los proyectos, la construcción y el mantenimiento de estas estructuras.

Una o más sesiones estarán dedicadas a los aspectos de la seguridad del tráfico; y se considera especialmente interesante obtener normas satisfactorias para el cálculo, la construcción y el mantenimiento de los túneles.

Por otra parte, se estima que las nuevas estructuras para el cruce de los estrechos pueden tener

importantes repercusiones sociales y económicas. Por ello, el análisis de estos efectos, tanto a nivel nacional como regional, requieren un análisis detenido para resolverlos de la mejor manera posible, y ello será también objeto de discusión en el Simposio.

Se organizarán uno o dos días de excursiones post-Simposio, en el curso de las cuales se visitarán diversas obras de este tipo recientemente terminadas o en construcción. Se programarán también diferentes Actos Sociales y para los acompañantes se programarán otras actividades.

Las fechas actualmente previstas para la organización de este Simposio son las siguientes:

-1 de Febrero de 1989: Envío de boletines en solicitud de Comunicaciones.

-1 de Setiembre de 1989: Recepción de los

correspondientes resúmenes.

-1 de Diciembre de 1989: Notificación de las Comunicaciones aceptadas.

-1 de Enero de 1990: Envío del programa definitivo y formularios de inscripción.

-1 de Febrero de 1990: Plazo límite para la recepción de Comunicaciones.

-1 de Marzo de 1990: Abono de las cuotas de inscripción.

Los interesados en participar en estas reuniones deberán ponerse en contacto con:

Strait Crossings
Att. Vidar E. Storbik
Norwegian Society of Chartered Engineers
Kronprinsensgt, 17
N-0251 Oslo 2, Norway.

* * *

XIV Conferencia Internacional sobre "El mundo del hormigón y de las estructuras"

Durante los días 24 y 25 de agosto de 1989 se va a celebrar, en Singapur, organizada conjuntamente por la Asociación del Hormigón Preparado, la Delegación del A.C.I. en dicha capital, el Instituto del Hormigón de Singapur y la Sociedad del Hormigón Pretensado y Prefabricado, la XIV Conferencia Internacional sobre "El mundo del Hormigón y de las Estructuras".

Como consecuencia del incesante desarrollo de los métodos de prefabricación, por un lado, y del envejecimiento de las estructuras por otro, cada día adquieren mayor importancia los estudios de la patología de las construcciones y de los procedimientos de reparación y rehabilitación de estructuras.

Con el objeto de discutir las mejores soluciones a estos problemas, se ha considerado oportuno organizar esta Conferencia, para la cual el tema seleccionado es: "Cómo mejorar la calidad y la seguridad de las estructuras. Últimas experiencias".

Se tratarán, entre otros, los siguientes aspectos: Investigación y valoración del deterioro de las construcciones; Mantenimiento, rehabilitación y reparación de las estructuras; Calidad de los hormigones; Métodos de ensayo y de auscultación; Fiabilidad; Control de calidad; Durabilidad.

Además de los dos días de Sesiones Técnicas destinados al estudio y discusión de las Comunicaciones presentadas, se realizarán interesantes visitas a obras en construcción.

Los interesados en participar en esta Conferencia, o presentar alguna Comunicación, deberán ponerse en contacto, a la mayor brevedad posible, con:

The OWIC and S Conference Director
CI-Premier Pte. Ltd.
150 Orchard Road # 07-14
Orchard Plaza, Singapore 0923
Tel.: 733 29 22. Telex: RS 35377
Fax: 235 35 30

Obras proyectadas por Carlos Fernández Casado, S.A. Oficina de Proyectos

Leonardo Fernández Troyano
Javier Manterola Armisén
Doctores Ingenieros de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.A.

Se presenta un conjunto de obras distintas cuyo denominador común es haberse proyectado en los tres últimos años por nuestra oficina. Se han agrupado en siete apartados, según sus funciones o tipologías; estos grupos responden, o bien a morfologías análogas, como es el caso de los puentes continuos en cajón, o bien a planteamientos análogos, con soluciones distintas, como es el caso de las obras de fábrica de las variantes de Alcalá de Henares y Albacete.

I. PUENTES CONTINUOS CON TABLERO EN CAJON

Se trata de una serie de puentes o viaductos con el mismo sistema estructural: Dintel en cajón trapecial, con voladizos. Usamos aquí la palabra cajón en un sentido amplio, porque en realidad se trata de una losa con aligeramientos circulares, aunque su relación canto/ancho hace que su funcionamiento estructural sea análogo al del cajón propiamente dicho.

La razón de utilizar una sección con aligeramientos circulares, en lugar de una sección cajón, a pesar de la mayor cantidad de hormigón que requiere, es debida a su facilidad constructiva: el tablero con aligeramientos circulares es el más adecuado para hormigonarse de una sola vez, porque es el que mejor asegura un correcto llenado de la losa inferior.

Todos estos puentes, además de tener el mismo sistema estructural, se han realizado con el mismo sistema constructivo: hormigonado in situ del tablero sobre cimbra. Este hormigonado se realiza por fases; en cada una de ellas se construye una parte de un vano (los tres cuartos, los cuatro quintos, o un valor intermedio) y otra parte del siguiente (un cuarto o un quinto); de esta forma se realiza, en cada fase, una longitud aproximadamente igual a un vano. Una vez hormigonada la fase, se pretensa y descimbra, pasando a la fase siguiente; la continuidad del pretensado se consigue mediante acopladores en la junta de fase o bien cruzando las unidades en esta zona, con suficiente solapo.

Esta es una solución clásica y se ha utilizado con mucha frecuencia. Una utilización intensiva de esta solución hicimos en las autopistas elevadas de Buenos Aires, con 16 kilómetros de longitud, utilizando cimbras autoportantes. Tiene muchas cualidades positivas y por ello pensamos que es muy adecuada a las necesidades de nuestro país, donde pensamos que está infrautilizada:

a) Este sistema constructivo puede emplearse en la mayoría de los ríos españoles, porque puede realizarse tramo a tramo, mediante penínsulas de tierra que se van trasladando, dejando suficiente capacidad de desagüe al río.

b) Es una solución fácil de construir y económica. De hecho, algunas de las realizaciones que se presentan se han planteado como variante a un proyecto con tableros de vigas, porque resultaba más económica.

c) Esta solución es muy fácil de utilizar en puentes oblicuos, con trazados curvos, o cualquier otro tipo de irregularidad, especialmente en el caso de dintel con sección constante.

d) Es una solución que siempre resulta muy bien formalmente; pensamos que es un puente de mucha más calidad, en este aspecto, que su competidor más directo: el puente de vigas.

Esta solución puede realizarse con dintel de canto constante o canto variable y de los dos tipos presentamos realizaciones.

PUENTES CON DINTEL DE CANTO CONSTANTE

Puente de García, sobre el río Siurana

Es un puente de planta curva y oblicuo. Tiene cinco vanos de $26+30+32+30+26$ m de luz. El tablero tiene un ancho de 12 m y un canto de 1,30 m; por tanto, la esbeltez máxima del puente es de $1/24,6$; el ancho inferior del cajón es de 3,60 m y tiene tres aligeramientos circulares de 1 m de diámetro. (Véase Fig. 1).

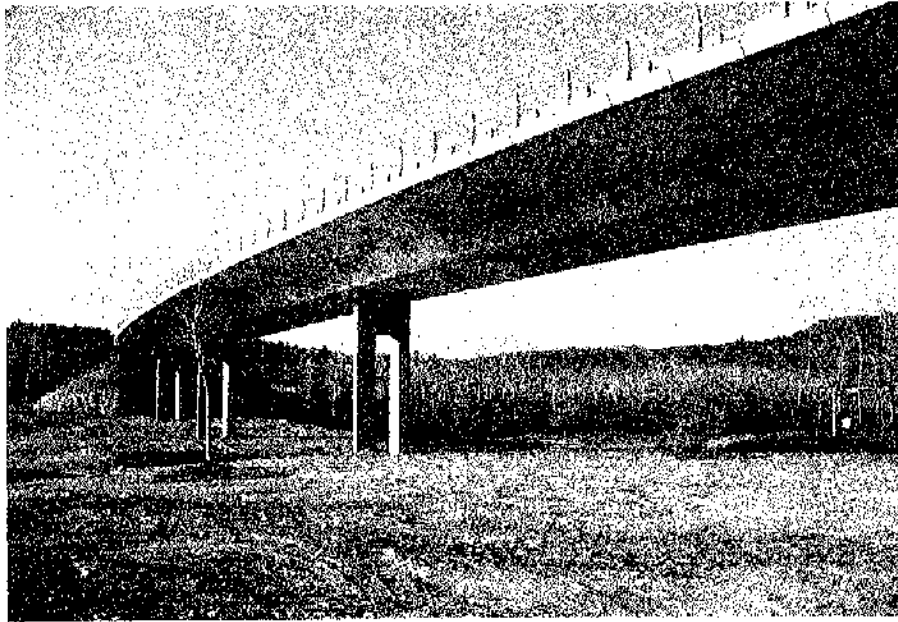


Fig. 1. Puente de García, sobre el río Siurana.

Las pilas están formadas por dos fustes, que se prefabricaron en obra, unidos por una riostra superior construida in situ.

Propiedad : Generalitat de Catalunya
 Director de obra : Antoni Lluch
 Construcción : Huarte y Cía.
 Pretensado : C.T.F.

Es un puente oblicuo con trazado recto. El tablero tiene un ancho de 9 m y un canto de 1,30 m; por tanto, su esbeltez es de 1/23,8; el ancho inferior del cajón es de 2,60 m y tiene dos aligeramientos circulares de 0,90 m de diámetro. (Véanse Figs. 2A y 2B):

Propiedad : Autonomía de Extremadura
 Construcción : Huarte y Cía., Carija, S.A.
 Pretensado : Freyssinet

Puente de la Bazagona, sobre el río Tietar

Tiene doce vanos, de 25+10x31+25 m de luz.

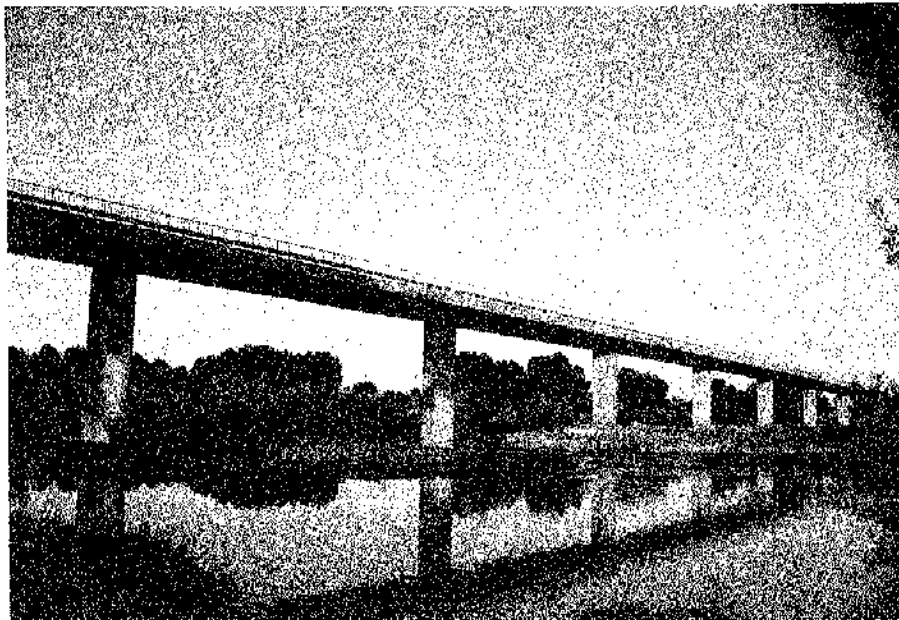


Fig. 2A. Puente de la Bazagona, sobre el río Tietar.

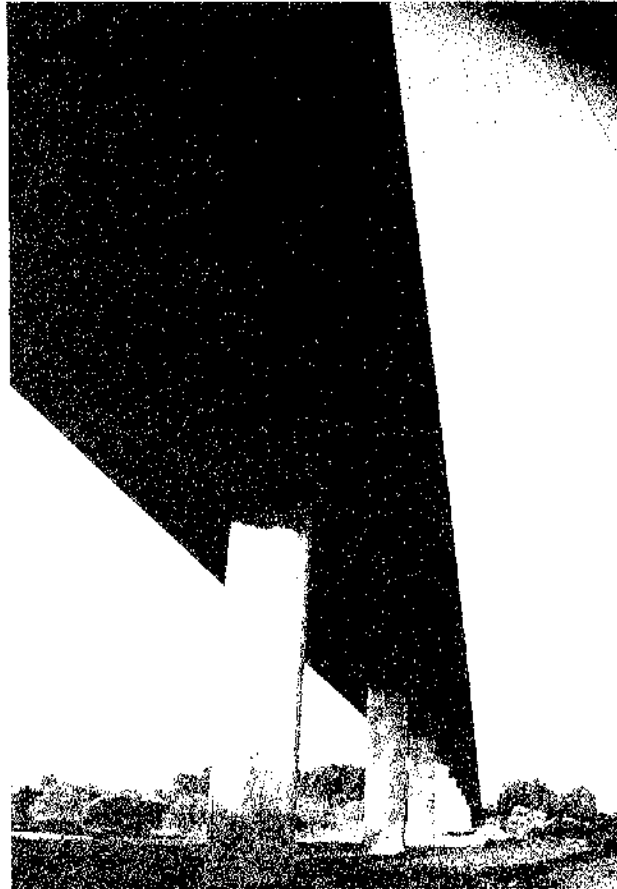


Fig. 2B. Todas las formas del puente, en este caso, son redondeadas. La pila tiene una sección bilobulada.

Puente de Ripoli, sobre el río Ripollet

Tiene diez vanos de $28,5+8 \times 36+28,5$ m de luz. Es un puente oblicuo, con trazado muy curvo. El tablero tiene un ancho de 11 m y un canto de 1,55

m; por tanto, su esbeltez es de $1/23,2$; el ancho inferior es de 3,50 m y tiene tres aligeramientos circulares de 1,2 m de diámetro. (Véanse Figs. 3A y 3B).

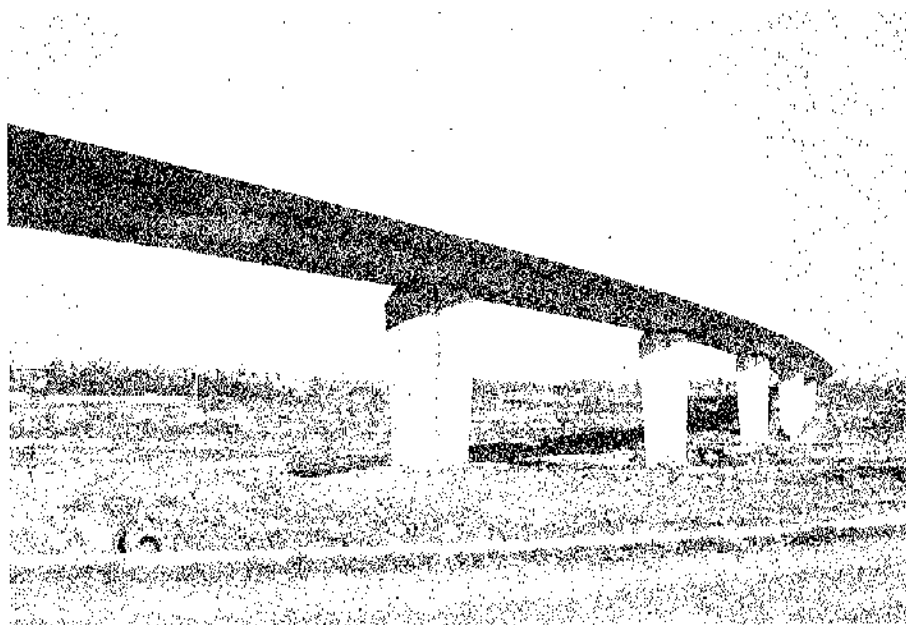


Fig. 3A. Puente de Ripoli, sobre el río Ripollet.

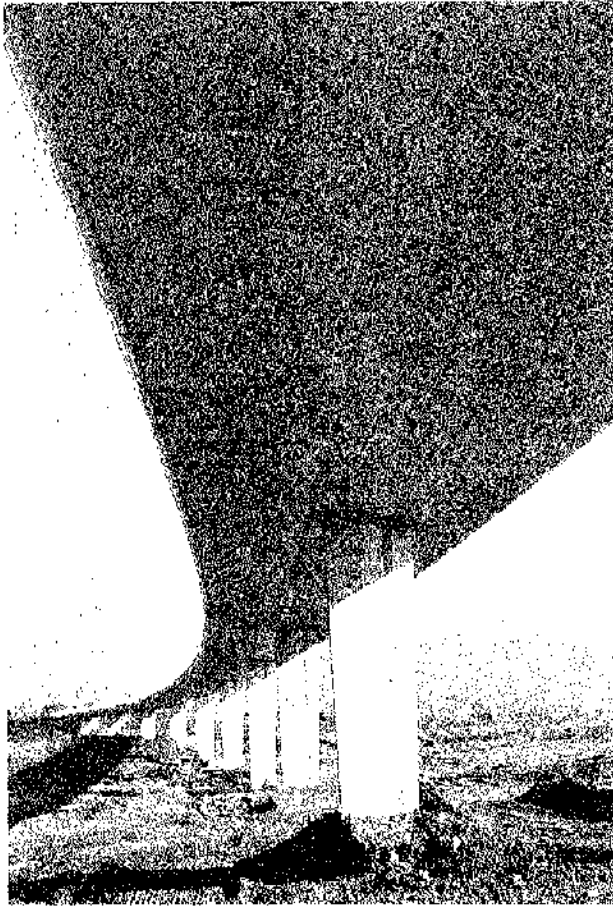


Fig. 3B. Este puente tiene una curvatura y una oblicuidad extraordinariamente fuertes.

Propiedad : Corporación Metropolitana de Barcelona.
 Director de obra : Francisco Caffedo
 Construcción : Fomento de Obras y Construcciones, S.A.
 Pretensado : C.T.T.

PUENTES CON DINTEL DE CANTO VARIABLE

Puente sobre la ría de Plentzia

Tiene ocho vanos, de 25,30+6x31,65+25,30 m



Fig. 4A. Puente sobre la ría de Plentzia.

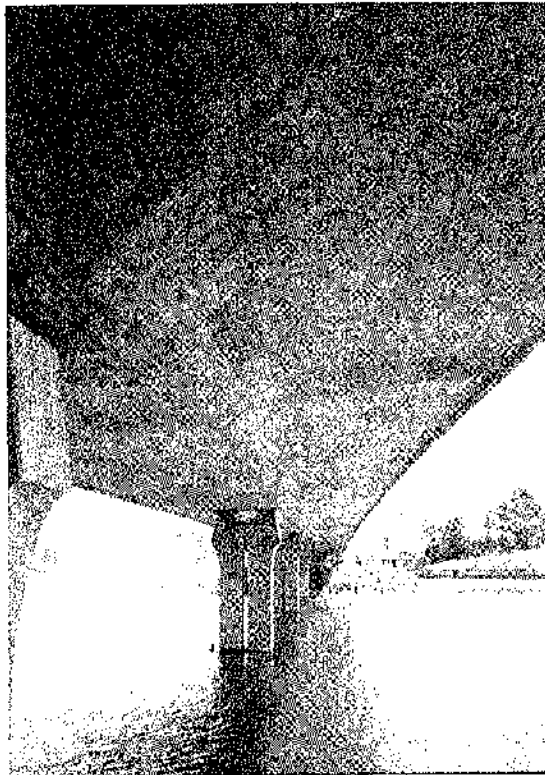


Fig. 4B. Es un puente de mucha esbeltez, poca variación de canto, cajón estrecho y vuelos laterales muy grandes.

de luz. Puente de planta recta, con fuerte oblicuidad.

El canto máximo es de 1,28 m y el mínimo de 0,90 m, lo que supone una esbeltez mínima de $1/24,6$ y máxima de $1/35$. El ancho del tablero es de 13,80 m; el ancho inferior del cajón es variable de cuatro a cinco metros y tiene cuatro aligeramientos circulares de 0,70 m de diámetro. (Véanse Figs. 4A y 4B).

Este puente se ganó en concurso de proyecto-construcción convocado por el gobierno vasco.

Propiedad : Gobierno Vasco
 Director de obra : Jesús Urrazar
 Construcción : Huarte y Cía.
 Pretensado : Freyssinet

Paso superior sobre el ferrocarril, en Maliaño (Santander)

Puente recto, de cinco vanos de $28+3 \times 35+28$ m de luz. El canto máximo es de 1,40 m y el mínimo de 0,80 m, lo que da una esbeltez mínima de $1/25$ y una máxima de $1/43,7$. El ancho del tablero es también variable, de 9,20 a 15 m, aunque la mayoría del paso tiene 9,20 m, el ancho inferior del cajón es variable de 3 a 4 m y tiene cinco aligeramientos de 0,50 m de diámetro.

Propiedad : Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
 Construcción : Dragados y Construcciones, S.A.
 Pretensado : C.I.F.T.

II. OBRAS DE FABRICA EN VARIANTES DE AUTOVIA PARA EVITAR TRAVESIAS URBANAS

De este tipo hemos realizado dos conjuntos de obras: la variante de Alcalá de Henares, con catorce obras de fábrica y la variante de Albacete, con quince.

Son, por tanto, dos conjuntos numerosos de obras que requieren en cada caso un planteamiento global. La respuesta ha sido distinta en cada uno de los casos y nos parece que ambas son igualmente válidas.

Variante de Alcalá de Henares

Todos los pasos de esta variante (salvo uno) se han resuelto mediante prefabricación y se ha buscado la máxima proporción de obra realizada en taller: pilas prefabricadas, cabezales prefabricados y vigas prefabricadas clásicas, en doble "T", de catálogo, con luces máximas de 25 m. La losa supe-

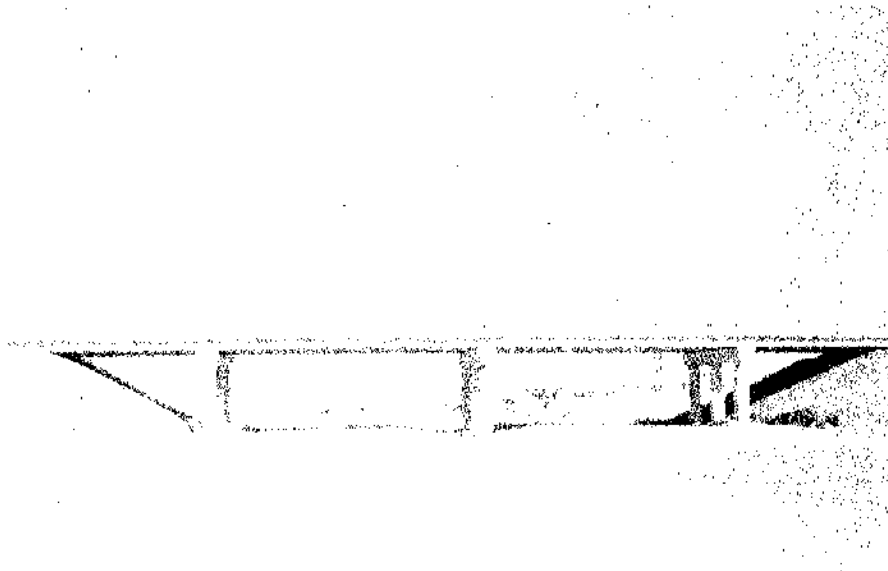


Fig. 5A. Paso tipo.

rior se hormigona in situ sobre losas prefabricadas, delgadas, de hormigón. La unión entre las pilas, los cabezales y los cimientos, se realiza mediante armaduras pasivas salientes que se alojan en agujeros que posteriormente se rellenan de lechada. Este tipo de unión, que hemos utilizado en muchas obras, es muy simple de hacer y funciona muy bien. Como anécdota, podemos decir que en una de las obras se levantó el conjunto cabezal, pilas y cimentación, mediante una grúa, para cambiarla de sitio.

La mayoría de las obras son pasos superiores de carretera. Existe un paso superior de ferrocarril y dos pasos inferiores, uno de ellos con una oblicuidad tan extraordinaria que ha sido necesario resolver con una losa in situ. (Véanse Figs. 5A, 5B y 5C).

Propiedad : MOPU
Director de obra : Félix Guitart
Construcción : Huarte y Cía.
Prefabricación : Alvisa

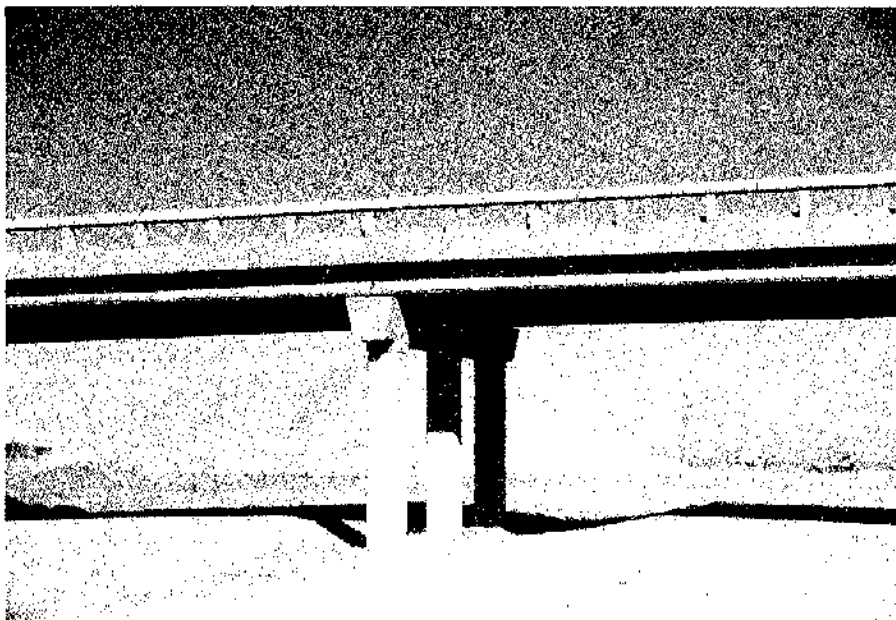


Fig. 5B. Detalle de las pilas y cabezales prefabricados.

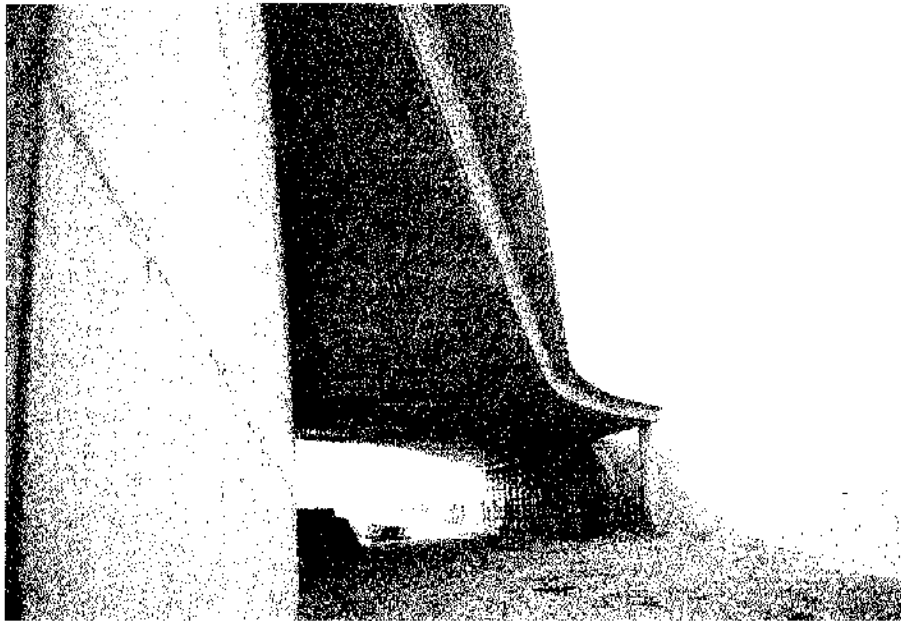


Fig. 5C. Losa oblicua. La defensa rígida se ha realizado mediante una barandilla de hormigón, con sección rectangular de 0,40 x 0,25, unida a la imposta mediante elementos verticales, también de hormigón, separados 2 m.

Variante de Albacete

En este caso, salvo dos pasos sobre el ferrocarril que se han resuelto con vigas prefabricadas, todas las demás obras se han realizado in situ, sobre cimbra convencional. Se han utilizado dos morfologías diferentes, según sea el cruce más o menos oblicuo: en los casos de cruce con poca o nula oblicuidad, se ha adoptado una solución de tres vanos, con una luz central mayor, tablero de canto variable y pilas trapeziales de doble fuste. En los casos

de cruce muy oblicuo, se han adoptado pasos de tres o más luces, con tablero de canto constante y pilas únicas cilíndricas, solución especialmente adecuada para obras de oblicuidad muy acusada. El apoyo del dintel sobre las pilas cilíndricas es articulado en todas direcciones y, por tanto, la torsión de todo el dintel se recoge únicamente en los estribos. Estructuralmente son soluciones análogas a las del primer grupo, salvo que, en este caso, cuando las luces son importantes y por tanto el canto del dintel también lo es, se han utilizado auténticos ca-



Fig. 6A. Paso de canto variable.

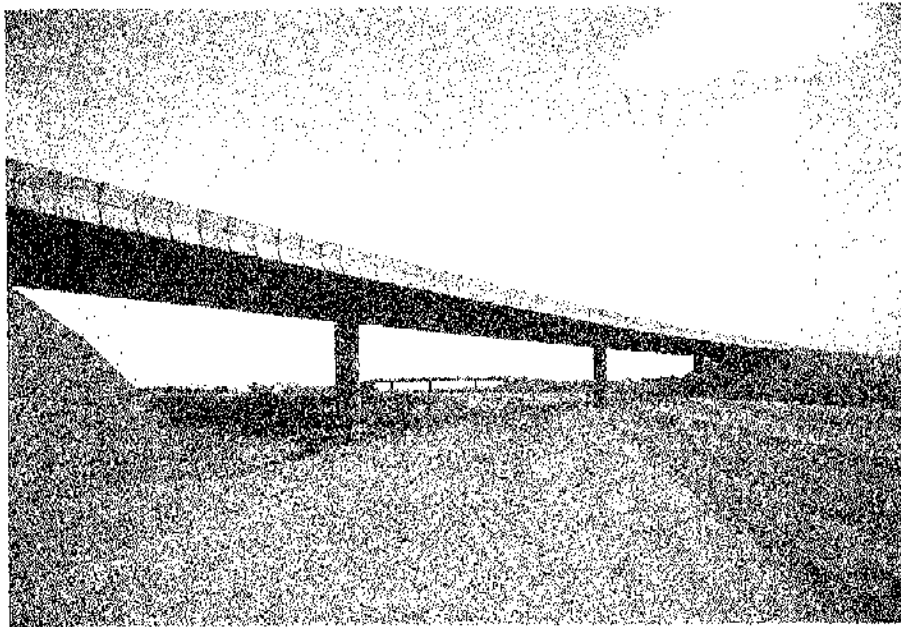


Fig. 6B. Paso oblicuo, de canto constante, sobre columnas circulares. En esta variante la defensa rígida es ciega en toda su altura. Se ha realizado con piezas prefabricadas que incluyen la imposta del puente.

jones, es decir, losas de contorno en todo el perímetro de la sección. (Véanse Figs. 6A y 6B).

En los puentes de canto variable, la luz máxima es de 39 m y en los de canto constante, de 42 m.

Propiedad : MOPU
 Director de proyecto : Tomás Prieto
 Director de obra : Isidoro Picazo
 Construcción : Dragados y Construcciones, S.A.
 Pretensado : C.T.T.

III. PUNTE DE LA ALMOZARA, SOBRE EL RÍO EBRO, EN ZARAGOZA

La ciudad de Zaragoza decidió crear una nueva vía urbana sobre el río Ebro, aprovechando el antiguo puente de ferrocarril, actualmente sin uso, proyectado por Eduardo Torroja en los años 40, que a su vez sustituía a un puente anterior metálico. La sección transversal del puente consistía en vigas en "U", de hormigón armado, independientes para cada vía: el ferrocarril se apoyaba sobre la losa inferior de la "U". El puente estaba previsto para

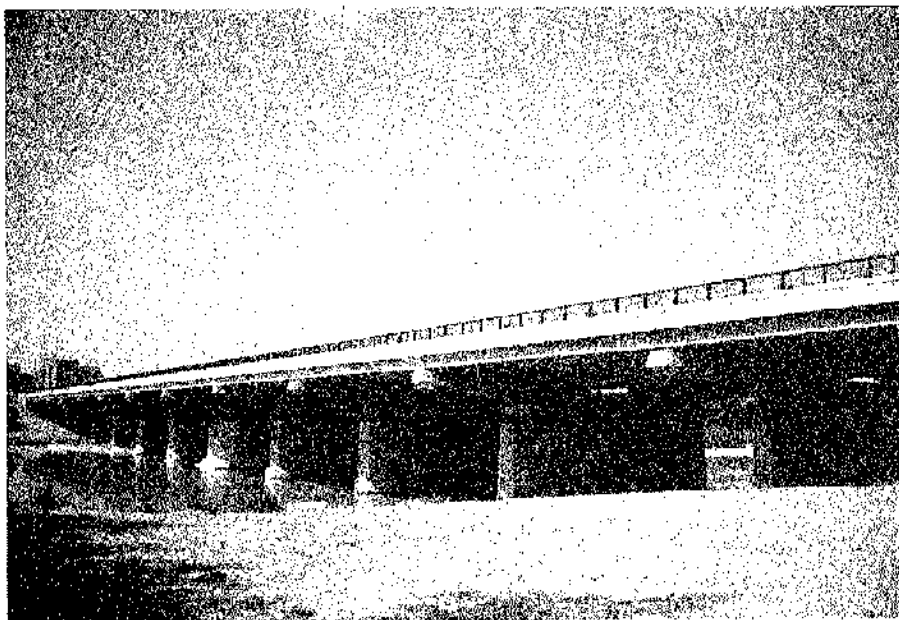


Fig. 7A. Puente de la Almozara, sobre el río Ebro, en Zaragoza.



Fig. 7B. Entre las pilas del puente original y las ménsulas prefabricadas que se montaban sobre ellas, se ha colocado un collarín metálico de separación.

tres vías, aunque sólo se habían construido dos de las secciones en "U". Las luces del puente eran de 21 m. (Véanse Figs. 7A y 7B).

La nueva vía urbana prevista por el Ayuntamiento era de seis carriles. La solución adoptada consistió en dejar uno de los cajones de ferrocarril en el centro y realizar un tablero de vigas prefabricadas, a cada lado, con 21 m de luz, igual que el puente existente. De esta forma, además de conservar en cierta medida el puente anterior, la antigua viga en "U" sirve de galería de servicios. Los nuevos tableros se apoyan en cabezales también prefabricados, montados sobre las pilas del puente del ferrocarril, con voladizos laterales hasta completar el ancho total del puente. Estos cabezales se montaban en dos piezas, una a cada lado la viga en "U" conservada y por tanto cada una de ellas so-

porta un tablero de vigas. Ambos cabezales, una vez montados, se unían con pretensado, compensando así los voladizos.

El estudio de la capacidad de desagüe del puente obligó a levantar la viga continua en "U" que se ha conservado, más de un metro, operación que se realizó en dos tramos y por tanto fueron necesarios gatos en las pilas de medio puente, haciendo la operación en dos fases.

Este puente se ganó en concurso de proyecto-construcción convocado por el Ayuntamiento de Zaragoza.

Propiedad	: Ayuntamiento de Zaragoza
Director de obra	: José Manuel Júlvez
Construcción	: Huarte y Cía.
Prefabricación	: Alvisa
Pretensado	: C.T.T.

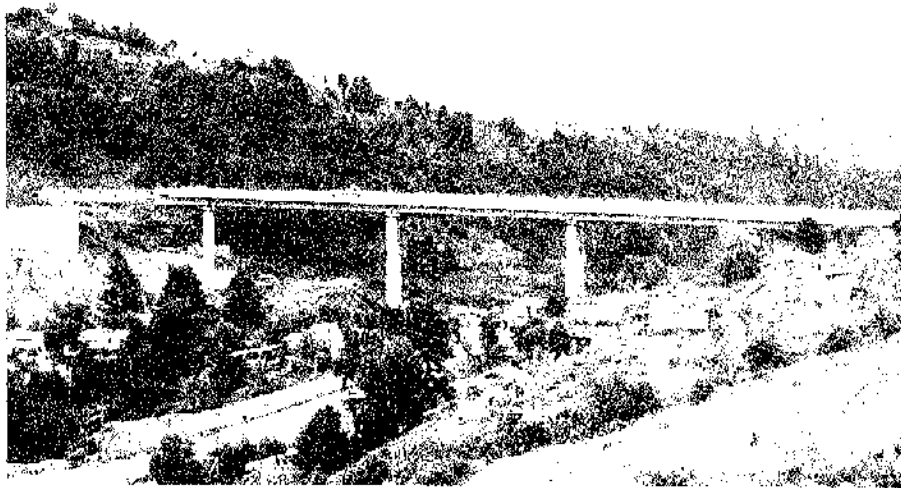


Fig. 8A. El viaducto, en la última fase de lanzamiento.

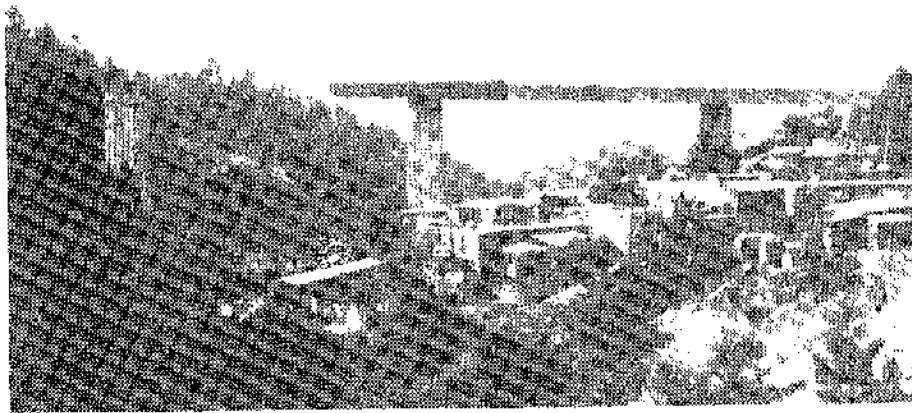


Fig. 8B. El viaducto, en una fase de las iniciales.

IV. VIADUCTO DE LA MARQUESA, CERCA DE LA CIUDAD DE MEXICO

Esta obra se encuadra dentro de la serie de puentes y viaductos empujados que hemos realizado en México; es diferente a los anteriores en varios aspectos:

a) Se trata de un viaducto para autopista, a diferencia de los anteriores, que eran de ferrocarril.

b) La luz es mayor porque, en este caso, se llega a 60 m. Está formado por dos viaductos en paralelo, de 16,90 m de ancho y seis vanos de $45+4 \times 60+45$ m de luz.

c) El trazado tiene planta en curva circular, de 341,6 m de radio en el viaducto interior y de 364 m en el exterior.

d) La pendiente longitudinal del tablero es de 3,5 por 100.

Las luces del viaducto, la curvatura en planta, la pendiente longitudinal y el ancho de los tableros hacen de este viaducto una obra muy singular entre los puentes empujados.

En este caso hemos realizado el proyecto completo del viaducto y todos los elementos auxiliares para la realización de la obra, es decir, pico de lanzamiento, parque de prefabricación y encofrados.

Los tableros están formados por cajones de 3,70 m de canto y, por tanto, el dintel tiene una esbeltez de $1/16,2$, adecuada para este tipo de puentes. El ancho inferior del cajón es de 7,60 m y el superior de 9,00 m, completado con vuelos laterales de 3,80 m.

El pretensado se introduce en dos fases: una primera para lanzamiento, que se hacía, en parte,



Fig. 8C. Los dos viaductos en proceso de lanzamiento. La urgencia de la obra hizo que se realizaran ambos viaductos a la vez.

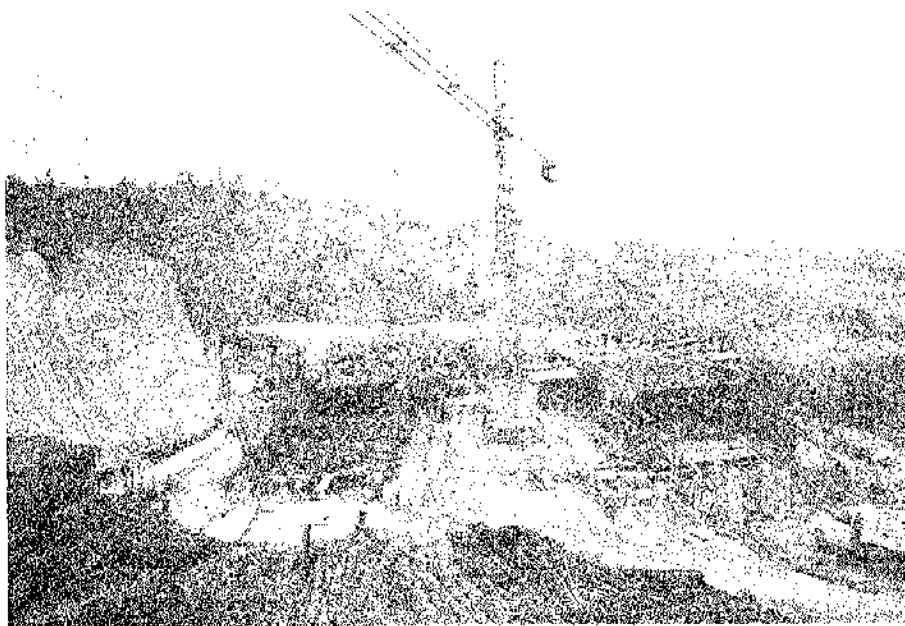


Fig. 8D. Parque de construcción. Pueden verse las dos fases de construcción del cajón.

con barras $\phi 32$ de acero 85/105 para empalmar en casi todas las dovelas. Este pretensado se sitúa en losa superior e inferior del cajón, dando una carga centrada para resistir los momentos alternativos durante construcción. Únicamente en la zona de empalme con el pino es necesario reforzar el pretensado superior. Una vez llegado el puente a su posición definitiva, se introduce el pretensado para sobrecarga, que tiene un trazado análogo al de un puente continuo normal. Este pretensado se hacía con unidades de 19 de 0,5".

La construcción del tablero en el parque se realizaba en dos fases: primero, losa inferior y principio de almas, y segundo, el resto de almas y losa superior. Esta solución es clásica en los puentes empujados y nos parece la más fácil de construir.

Las dovelas tenían una longitud de 20 m. El proyecto fue realizado en colaboración con Mexicana de Presfuerzo, S.A. (Véanse Figs. 8A, 8B, 8C y 8D).

Propiedad	: Secretaría de Transportes y Comunicaciones del Gobierno de México
Construcción	: Grupo Mexicano de Desarrollo
Pretensado	: Mexicana de Presfuerzo

V. ESTACION DE ALICHE PARA METRO, FERROCARRIL DE CERCANIAS Y AUTOBUSES

Se trata de un intercambiador que, paradójica-



Fig. 9A. Vista general de la estación.

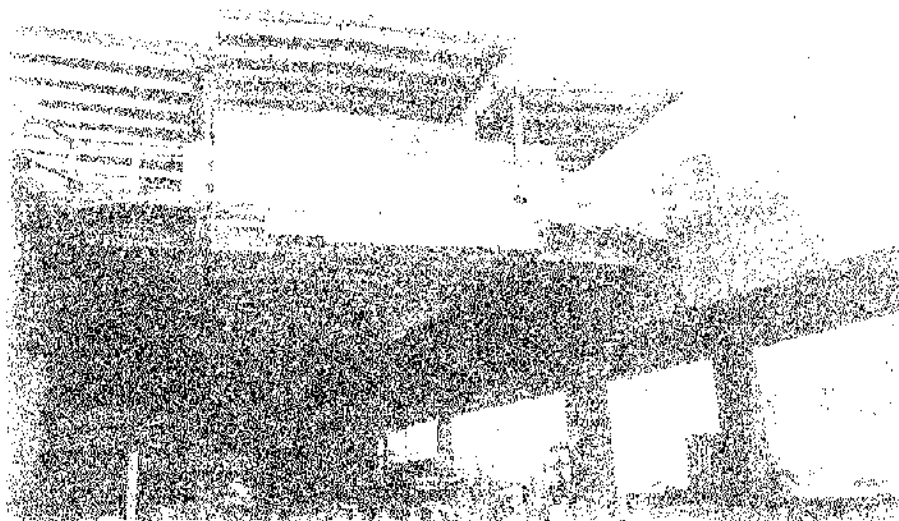


Fig. 9B. La estación durante construcción. Pueden verse las dos vigas en U laterales y el tablero entre ellas, con el hueco de la escalera. Sobre la losa se encuentra la marquesina metálica.

mente, en Madrid, tiene el Metro elevado y el ferrocarril subterráneo. Además de estos dos sistemas de transporte hay también una estación de autobuses en superficie.

Este proyecto se realizó con el fin de sustituir la estación existente de Metro elevado, por una nueva que mejorara los movimientos de viajeros, reduciendo al mínimo los recorridos, y que abriera al máximo la barrera que suponía el Metro en la zona que va elevado. Esta apertura y la desaparición de una serie de servicios del Metro y Renfe, han permitido realizar una plaza en todo el entorno de la estación. Pensamos que la nueva estación y la plaza ha sido un cambio muy acusado y muy positivo en el barrio de Aluche.

La estación está formada por dos vigas en "U" en los bordes, por las que pasa el Metro, apoyadas en sus dos bordes mediante pilares rectangulares. Tienen cinco vanos, con luces de $29,2+27,5+30+27,5+28,5$ m, determinadas por la organización del espacio inferior.

Entre las dos vigas en "U" hay una losa nervada, de 14,20 m de luz, que forma el andén, solidarizada con dichas vigas de borde mediante el pretensado que sería de armadura activa en la losa. Sobre esta plataforma se sitúa una estructura metálica que cubre los andenes.

El problema más complejo de esta estación radica en su construcción, porque era necesario mante-

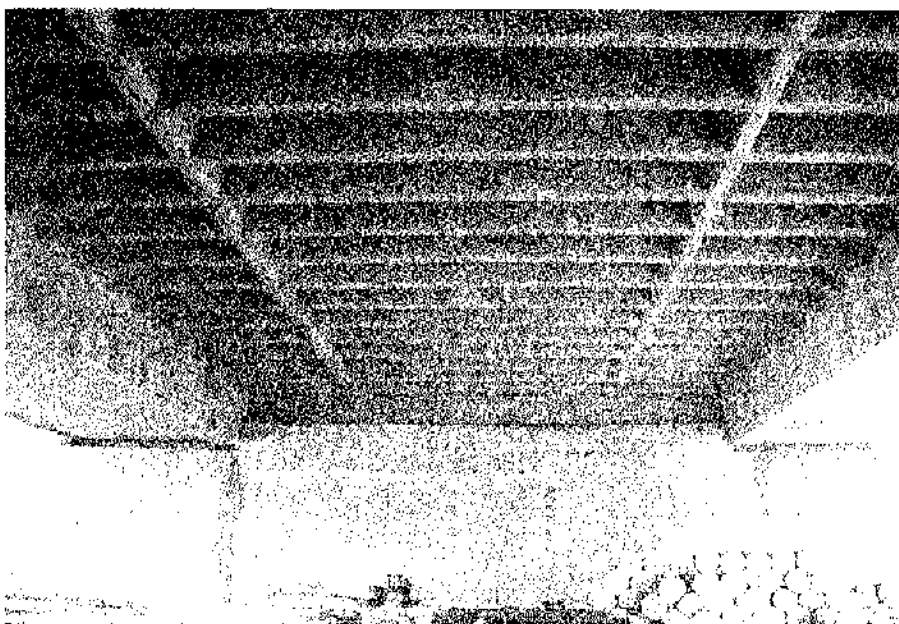


Fig. 9C. Vista inferior de la estación terminada, con las dos vigas en U laterales y la losa nervada entre ellas.

ner el servicio del metro y el ferrocarril durante toda la obra. Ello obligó a construir primero una viga en "U", dar tráfico por ella, construir después la segunda viga en "U" y posteriormente la losa intermedia, lo que suponía un número muy grande de esquemas estructurales y estados de carga distintos.

La construcción de las vigas en "U" se hizo por fases, de la misma forma que los puentes continuos antes descritos; pero no se podía introducir todo el pretensado en estas fases porque era necesario esperar a la construcción de la losa intermedia y la marquesina, para poder dar a las vigas el pretensado total. Todo ello obligó a un número muy grande de fases de pretensado. (Véanse Figs. 9A, 9B y 9C).

Este proyecto se realizó en colaboración con Juan Casero Portugal (Arquitecto), Fernando Gutiérrez del Arroyo y Agustín Herrero (Ingenieros de Caminos).

Propiedad : Comunidad Autónoma de Madrid
 Director proyecto: Emilio Miralles
 Directores obra : Emilio Magdalena y Manuel Mayoral
 Construcción : Huarte y Cía.
 Pretensado : Freyssinet

VI. PASOS URBANOS INFERIORES

Paso bajo la plaza de Atocha, en Madrid

La nueva ordenación de la plaza de Atocha, con la supresión de los pasos elevados, requería la construcción de un paso inferior, de 15,50 m de ancho y 533 m de longitud, que comunicara la avenida de Reina Cristina con la Ronda de Atocha.

Es un paso inferior extraordinariamente complicado por la cantidad de servicios y túneles que existen en la plaza y por la necesidad de prever el paso de otros nuevos que se construirán en un futuro próximo.

Ha sido necesario puentear los túneles del enlace Atocha-Chamartín del ferrocarril y dejar previsto el puenteo del futuro ferrocarril de cercanías Atocha-Laguna, que se situará debajo del paso, en inferior, para salvar una luz de 54 m; esta gran viga está pretensada longitudinalmente. En el segundo caso, la sección resistente empleada ha sido en "U", utilizando los muros laterales y la losa inferior para resistir la flexión longitudinal, independizando la losa superior. (Véase Fig. 10A).

El resto del paso se ha realizado con muros a cielo abierto y losa superior de un metro de canto, hormigonada in situ.

Propiedad : Ayuntamiento de Madrid
 Director de obra : Pedro Arellano
 Construcción : Auxini, S.A. y Gines Navarro, S.A.
 Pretensado : BBRV

Paso inferior de la Plaza Elíptica, en Madrid

Es un paso de ancho análogo al anterior: 15,70 m. En este caso, se ha utilizado un método ya clásico en la construcción de pasos inferiores en ciudad, muy adecuado para evitar al máximo la perturbación en superficie: Todos los muros se realizan con el sistema de muros pantalla, excavados y hormigonados mediante esta técnica, con longitud de empotramiento suficiente para soportar la fle-



Fig. 10A. Paso inferior de Atocha. Embocadura.

ción del muro libre en cabeza, en las embocaduras, y del muro apoyado en cabeza, en la zona del paso.

Una vez hormigonados los muros, se excava lo indispensable para construir la losa superior, que servirá de apoyo horizontal en cabeza a los muros. Esta losa se realiza in situ, tiene un metro de canto y está pretensada en toda su longitud. Terminada ésta, se realiza la excavación del paso y posteriormente el acabado de los muros.

Propiedad : Ayuntamiento de Madrid,
Comunidad de Madrid y
M.O.P.U.

Director de obra : Félix Guitart
Construcción : Ferrovial, S.A.
Pretensado : Freyssinet

VII. PUENTE LIGERO, SOBRE EL RÍO JARAMA, PARA EL PASO DE UN COLECTOR Y UNA VIA DE SERVICIO

Este puente se ha realizado con el mismo sistema utilizado en la serie de cuatro puentes ligeros que realizamos anteriormente, sobre el río Segre, en el Alt Urgell.

Se trata de un puente de 3,20 m ancho y tres vanos de 17,80+65+17,80 m de luz. Por ello son tres vanos colgados y no un vano único como en los puentes anteriores. En los puentes colgados de luces grandes, al colgar tres vanos suelen independizarse los tres tableros, evitando de esta forma la continuidad del dintel en su paso por la torre y reducir así la flexión al máximo. En este caso se ha

dado continuidad al tablero, en toda la longitud del puente, por razones funcionales más que estructurales.

La sobrecarga tiene dos componentes, una debida al tráfico ligero, que es casi puntual y variable y una debida al agua del colector, que es uniforme a lo largo de todo el puente. Por ello, la proporción de carga uniforme es mayor que en los puentes del Segre, lo que mejora sensiblemente las flexiones en el tablero, pudiéndose evitar los tirantes de rigidización del cable portante; en este caso, únicamente existen péndolas verticales.

El tablero se realiza con piezas prefabricadas, en forma de losa uniforme, aligerada con tubos de sección circular. Estas piezas, una vez montadas, se empalman mediante hormigón in situ y, posteriormente, se cosen con un pretensado recto de extremo a extremo.

El colector se realiza mediante una sección semicircular de plástico, de un metro de radio, adosada a la cara inferior de la losa y sujeta a ella mediante perfiles semicirculares metálicos anclados a dicha losa.

Los anclajes de los cables portantes se han resuelto mediante peso muerto de hormigón y pantallas con rigidez transversal que trasladan la carga a la marga subyacente.

Las torres se prefabricaron en la misma obra y se montaron con grúa. (Véanse Figs. 11A, 11B y 11C).

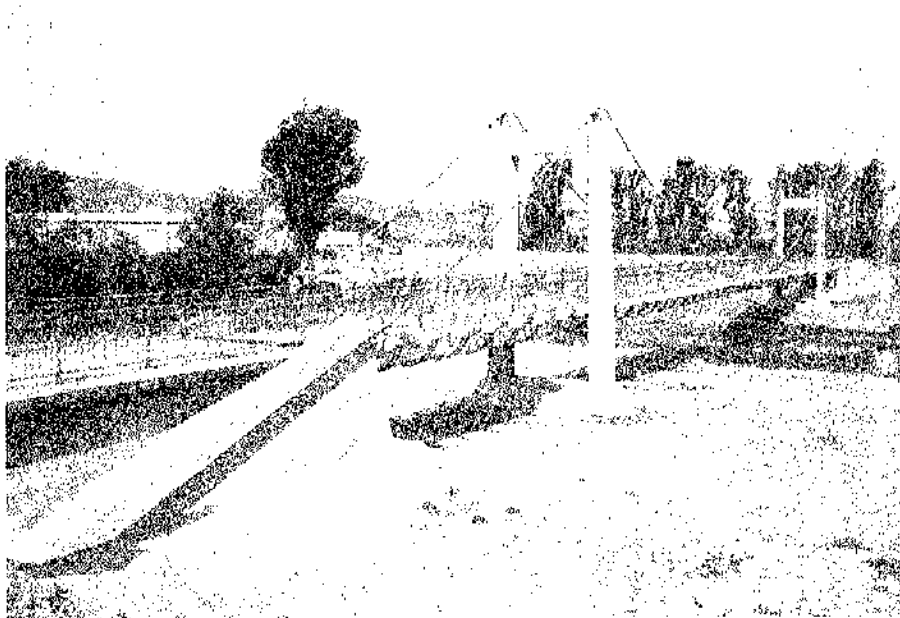


Fig. 11A. Vista general.

Propiedad : Comunidad de Madrid
Director de obra : Antonio Gallego
Construcción : Coninsa
Cables portantes : Franco-Española de Cables y Alambres
Pretensado : C.T.T.

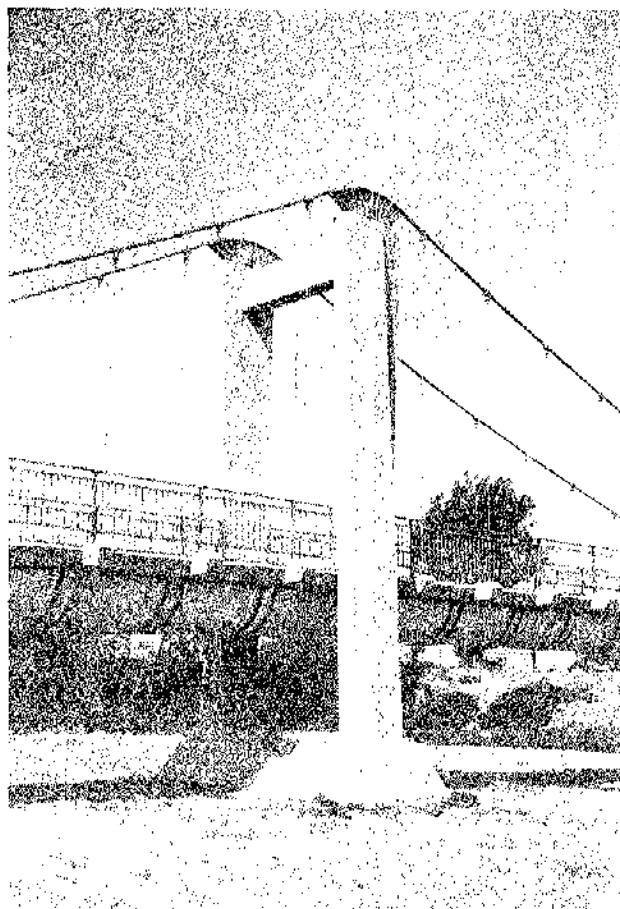


Fig. 11B. Vista de la torre. Bajo la losa se ve el canal semicircular del colector.



Fig. 11C. Montaje de una dovela del tablero.

RESUMEN

Se presenta un conjunto de obras proyectadas por esta oficina en los tres últimos años.

Se han agrupado en siete apartados según funciones o tipologías. Estos apartados son los siguientes:

- I) Puentes continuos con tablero en cajón.
- II) Obras de fábrica en variantes de autovías para evitar travesías urbanas.
- III) Puente de la Almozara sobre el río Ebro en Zaragoza de vigas prefabricadas.
- IV) Viaducto de La Marquesa cerca de la ciudad de México. Construido por el sistema de empuje.
- V) Estación de Aluche para metro, ferrocarril de cercanías y autobuses.
- VI) Pasos urbanos inferiores.
- VII) Puente ligero colgado sobre el río Jarama para el paso de un colector y una vía de servicio.

SUMMARY

A set of works designed by Carlos Fernández Casado, S.A. during the last three years is presented.

They have been classified in seven groups depending on their function or their type:

- I) Continuous bridges with box girder.
- II) Concrete works in peripheral motorways around towns.
- III) Almozara bridge across the Ebro river at Zaragoza with precast beams.
- IV) La Marquesa viaduct close to Mexico city. Built by pushing system.
- V) Aluche station for railway, underground and buses.
- VI) Urban underpasses.
- VII) Light suspension bridge across the Jarama river to carry a water pipe and a service lane.

El puente atirantado de Ben Ahin en Bélgica

Ramón Martí
 Ing. de Caminos C. y P. - C.T.T., S.A.
 Raimon Rucabado
 Ing. Técnico de O.P. - C.T.T., S.A.

El puente de Ben Ahin sobre el Río Mosa, en Bélgica, cerca de Huy, tiene por finalidad unir a esta villa con la autopista de Wallonie.

La construcción del puente permitirá además enlazar la carretera N-617 Huy-Ardene, que recorre la orilla derecha del Mosa, con la N-643 Huy - Eglezee, que accede a la autopista de Wallonie a Couthuin.

El puente atraviesa el Mosa en esviaje y tiene doble pendiente, atravesando por su margen izquierda el ferrocarril y una carretera comarcal mientras que por la derecha atraviesa por encima de la N-617 (Véase figura 1).

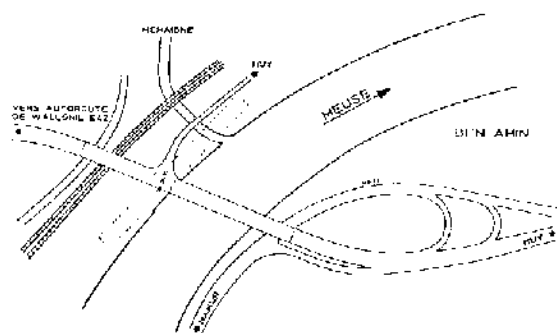


Fig. 1.

La obra, perteneciente al Ministère des Travaux Publics en Bélgica, ha sido construida por la agrupación Richard-Duchene y proyectada por el Bureau d'Etudes Greisch.

Todo el postesado longitudinal y transversal así como los tirantes del puente, han sido suministrados por el Sistema de pretensado Stronghold, desde Barcelona.

CARACTERISTICAS GENERALES DE LA OBRA

Se trata de un puente atirantado, con una única pila y 40 tirantes, situados en un plano de simetría central, 20 a cada lado de la pila, que soportan un tablero de hormigón parcialmente postesado.

Su longitud total es de 341 m (véase figura 2).

En el margen derecho, tienen una luz de 168 m sobre el río Mosa y un tramo de 42 m sobre la nacional N-617, mientras que el tramo de compensación de la margen izquierda se divide en tres vanos de 42 metros.

Su perfil longitudinal es un arco parabólico cuyo punto más alto se sitúa en el centro del río, con pendientes del 3 por 100 hacia ambos lados.

La sección transversal (véase figura 3), tiene un ancho de 22,10 m que permite 4 carriles de 3,75 m cada uno.

El método constructivo empleado ha sido el siguiente:

- Hormigonado de los tramos atirantados, en total 294 m, sobre un encofrado paralelo al río Mosa.
- Montaje y puesta en tensión de los tirantes en dichos tramos.
- Giro de 70° del conjunto, alrededor del eje de la pila, hasta su posición de servicio.
- Cosido del tramo atirantado con el hormigonado "in situ", mediante un pretensado exterior.

El peso del conjunto que había que girar era de 16.000 t y se estimó en un 5 por 100 el rozamiento durante el giro, con lo que la fuerza de giro necesaria era de 800 t.

La operación se llevó a cabo mediante dos juegos de gatos, de 500 t cada uno, deslizando sobre teflón, con un dispositivo similar al que se utiliza en los puentes empujados.

TIRANTES

El atirantado del puente consta de 40 unidades situadas en un plano central y con distribución de semiarpa.

Como consecuencia del estudio técnico-económico realizado, se seleccionó el Sistema Stronghold para el postesado del puente y para el suministro de los tirantes, dada la experiencia de Stronghold en puentes atirantados en todo el mundo y la sencillez y aplicación del sistema.

ALZADO DE LA PILA

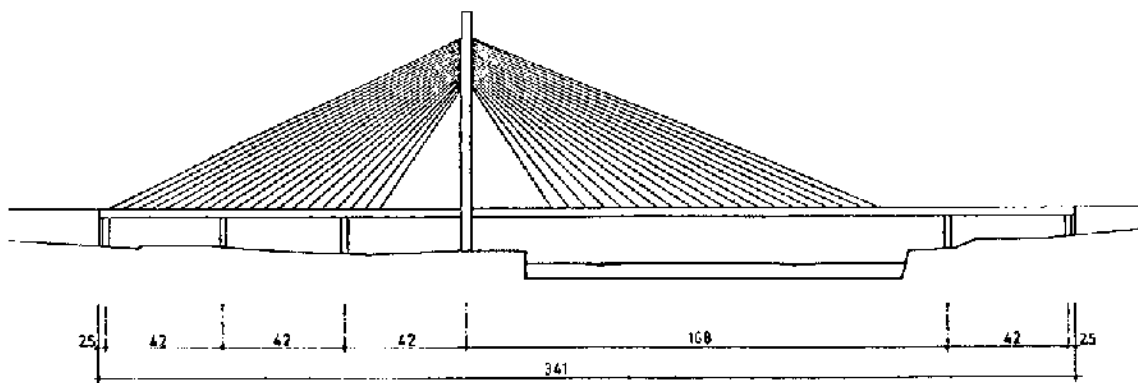
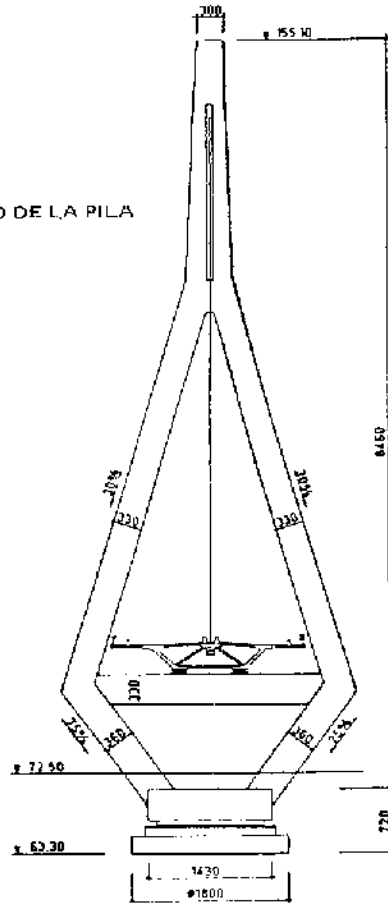
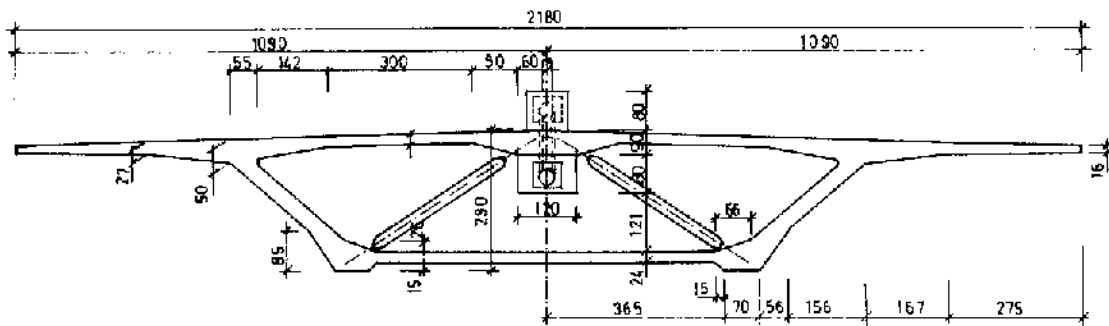


Fig. 2.

SECCION LIGERA



SECCION REFORZADA

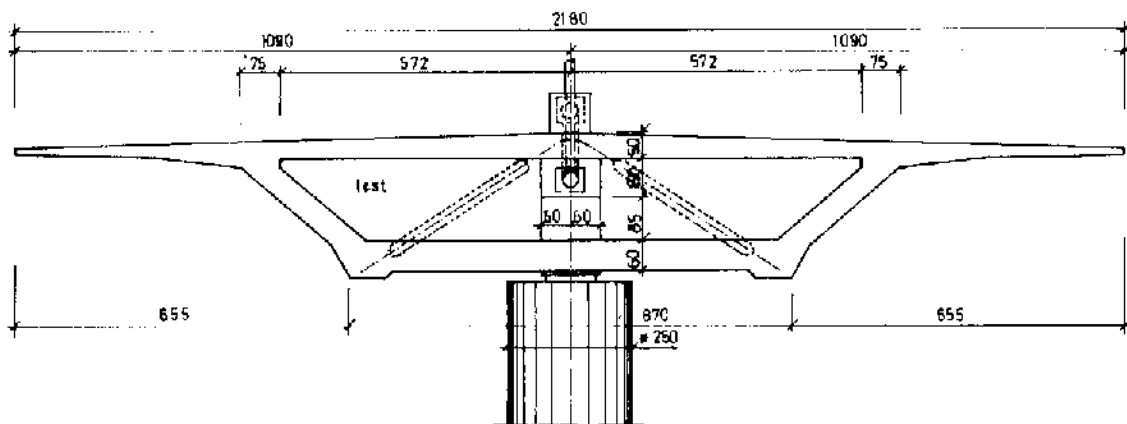


Fig. 3.

Los tirantes Stronghold son de cordones, paralelos galvanizados, de 0,6", que tienen una sección de 140 mm².

Se diseñaron tres tipos distintos de tirantes:

—Tirantes formados por 73 torones de 0,6", con una sección total de 102,2 cm² y carga máxima en servicio de 713 toneladas.

Tirantes de 59 torones de 0,6", con una sección de 82,6 cm² y carga máxima en servicio de 571 toneladas.

Tirantes de 47 torones de 0,66", con una sección de 65,8 cm² y carga máxima en servicio de 472 toneladas.

Durante la rotación, los 8 tirantes exteriores (1 al 4 y 37 al 40) se sobretesaron hasta esfuerzos superiores a 1100 toneladas.

El galvanizado de los torones es de 200 gr/m² y están protegidos por una vaina de polietileno, de 6 atm de presión, que se inyecta con cera petrolífera.

ENSAYOS REALIZADOS

Las especificaciones del proyecto exigían a los anclajes, como es usual en obras de este tipo, unas características muy estrictas de resistencia a la fatiga y a la rotura. Los ensayos correspondientes se llevaron a cabo en los Laboratorios de Bochum, en Alemania.

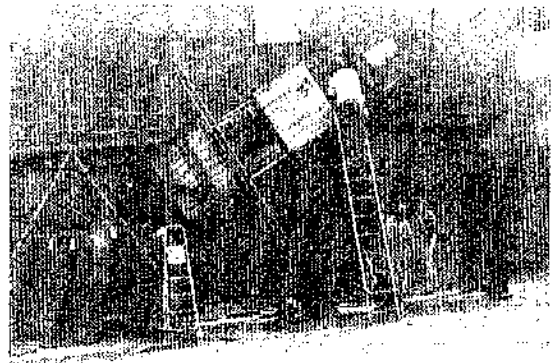


Fig. 4.

Tipo anclaje sometido a ensayo	60/0,6"	60/0,6"	80/0,6"
Nº de torones	54	56	70
Tipo de ensayo	Dinámico, seguido de estático	Estático a alta temperatura	Estático
Ensayo cíclico			
F _{máx} (t)	578		
F _{mín} (t)	465		
Ensayo estático			
Nº de ciclos	2 x 10 ⁶	--	
Fuerza de rotura mínima exigida (t)	1.285	1.333	1.666
Fuerza en el tirante en el momento de la inyección (% Rot)	35%	40%	25%

Cuadro I

Para mejor simular las condiciones de la obra, los tirantes que se iban a ensayar se montaron en una bancada inclinada a 30°, según muestra la figura 4, en los laboratorios Stronghold de Barcelona (CTT), enviándolos después a Bochum para los ensayos cíclicos y de rotura.

Las especificaciones exigidas a los ensayos se resumen en el Cuadro I.

La longitud de los tirantes que había que ensayar era de 4.200 mm y los resultados de los ensayos fueron los siguientes:

Tirante de 54/0,6"

Ensayo cíclico: ningún alambre roto al alcanzar los 2 x 10⁶ ciclos.

Ensayo estático: rotura a 1.498 t, con un 3,6 por 100 de alargamiento.

Tirante de 56/0,6"

Ensayo estático: rotura a 1.539 t, con un 3,0 por 100 de alargamiento.

Tirante de 70/0,6"

Ensayo estático: rotura a 1.920 t, con un 3,1 por 100 de alargamiento.

Los resultados fueron pues inmejorables,

Anclajes

El anclaje activo está situado en el interior del tablero y es de tipo Stronghold, con mazalota roscada, tuerca de regulación, placa de anclaje y cuñas especiales Stronghold que permiten un anclaje muy compacto. (Véase figura 5).

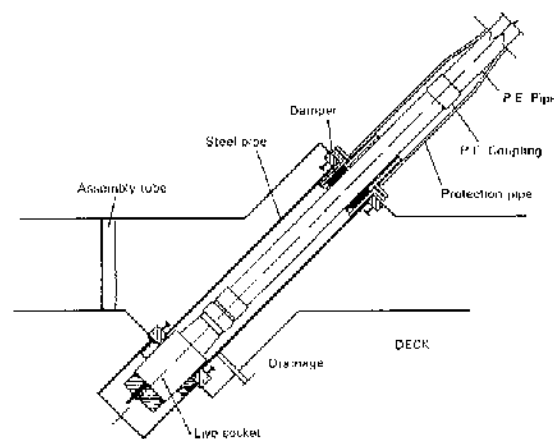


Fig. 5.

El anclaje pasivo situado en el pilón es de tipo fijo, con mazalota, placa de anclaje y cuñas especiales iguales a las del anclaje activo. En los tirantes superiores, por razones de espacio se utilizaron mazalotas roscadas iguales a las de los anclajes activos.

Este tipo de anclajes, de alta eficiencia y buen comportamiento a las cargas cíclicas, fueron un desarrollo de Stronghold en sus laboratorios CTT en Barcelona y han sido aplicados con gran éxito a puentes atirantados en todo el mundo. Su más importante y primera aplicación fue el puente de

Barrios de Luna, en León, España, que es el de mayor luz construido (440 m) con tablero de hormigón.

MONTAJE DE LOS TIRANTES

Los tirantes se montaron directamente en obra, evitando así su prefabricación, transporte e instalación, siempre costosa y con posibles perjuicios, a causa del transporte, para la vaina de polietileno que se debía utilizar.

Se colocó en obra la vaina de P.E. sujeta por sus extremos y se enfilaron los torones uno a uno utilizando para ello una potente enfiladora Stronghold.

Los torones se tesaron unitariamente hasta igualar longitudes y tensiones, y se comprobó después la carga de cada tirante.

Los 40 tirantes se enfilaron y tesaron en un plazo de seis semanas y a continuación se procedió a inyectar los anclajes, lo mismo los superiores que los inferiores, con una mezcla especial de resina, polvo de zinc y bolitas de acero, previamente ensayada por Stronghold.

La inyección del anclaje superior exigió taponar previamente la mazakota en su boca de salida, para que la mezcla no se cayera; lo cual se hizo con espuma de poliuretano.

La razón de que se inyectaran los anclajes antes de la rotación del puente fue que se prevenían sobretensiones del 70 por 100 de la carga de rotura durante la misma y era necesario garantizar el coeficiente de seguridad exigido durante la operación.

Como ya se ha indicado, el puente presenta una pendiente longitudinal del 3 por 100 a ambos lados de su centro y por problemas de galibo, fue necesario sobretesar los 8 tirantes exteriores un 30 por 100 más de lo necesario, con lo cual el labiero podía salvar la línea eléctrica del F.C. durante el giro.

Una vez girado el puente y situado en su posición de servicio, se procedió al desesado de los cables sobretesados, utilizando gatos Stronghold G-1200, contruidos especialmente para este caso, que se situaron en la galería de tesado del puente, muy reducida y de difícil acceso.

Se efectuó finalmente un retesado de ajuste con los referidos gatos G-1200, con lo que se dió por terminado el tesado y el puente quedó listo para la inyección de las vainas.

INYECCION DE LAS VAINAS

La inyección de las vainas se efectúa desde abajo hacia arriba con cera petrolífera, a temperaturas entre 80 y 90°, con objeto de obtener una buena fluidez.

La presión estática máxima en la parte inferior de las vainas se estima en 4,8 bars, mientras que la presión dinámica máxima durante la inyección alcanza los 7,5 bars.

La velocidad de inyección de la cera es muy alta (30 m³/h) y en la parte superior del tirante se instaló un recipiente en el que se recogió el exceso de material inyectado, antes de proceder a cegar la purga.

Las principales características de la cera de inyección son:

- Densidad a 25°C: 0,880 g/cm³.
- Densidad a 30°C: 0,856 g/cm³.
- Viscosidad a 80°C: 35,4 mm².

PRETENSADO DE LA PILA

La pila es el elemento que gira el puente y un elemento principal de la obra. Tiene una riostra transversal, pretensada con 48 cables Stronghold 12/0,6" que iban siendo puestos en tensión a medida que se instalaban los tirantes. La inyección de los mismos se hizo con mortero de cemento.

PRETENSADO DEL TABLERO

La mayoría del pretensado se sitúa en el margen derecho, en la parte no suspendida del tablero.

El pretensado está formado por cables Stronghold 12/0,6", y es de tipo exterior, protegido por vaina del polietileno e inyectado con cera. El acero es también galvanizado.

Importantes innovaciones han sido los desviadores en los puntos altos y bajos del tendón en los cuales, para evitar rozamientos, se efectúa el deslizamiento sobre teflón, así como las uniones de la vaina de polietileno y dos desviadores que garantizan la estanqueidad del conjunto durante toda la vida del puente.

ROTACION DEL PUENTE

Hasta el momento, el puente más pesado que se había construido por rotación pesaba 4.000 t. El puente de Ben Ahin pesa 16.000 t y su rotación constituye una operación record en este tipo de puentes.

Como ya se ha señalado anteriormente, el tramo suspendido sobre el Mosa y el de contrapeso, con una longitud total de 296 m, están suspendidos por tirantes. (Véanse figuras 6 y 7).

A 45 m de la pila se situó un pórtico metálico sustentado por 4 gatos de 300 t, que recibía du-

rante el giro una carga máxima de 650 t. La misión de este pórtico era doble: por un lado, mediante los gatos hidráulicos era posible levantar el puente y absorber de esta manera posibles movimientos debidos a altas temperaturas, y por otro, se disminuía la fuerza de empuje en los gatos bajo la pila, dando estabilidad al conjunto.

Como ya se ha dicho, un reglaje suplementario de los tirantes 1 al 4 y 37 al 40 permitió asegurar durante la rotación el disponer de una geometría

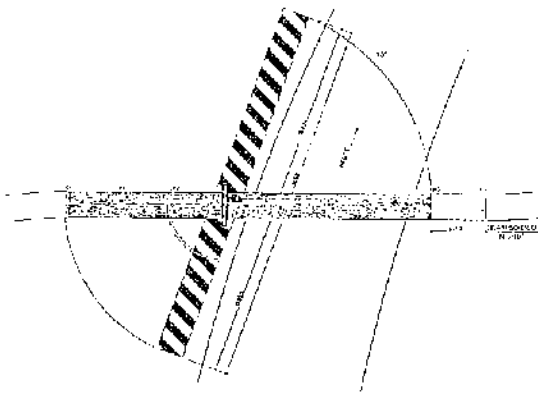


Fig. 6.

ESQUEMA DE LA ROTACIÓN
 PLAZA DE
 H. PILA 15.900 m
 G. 1) Max. 650 t.
 Min. 25 t.
 ROTACIÓN PILA 360°/120 m
 1. 50-600 = 325 m

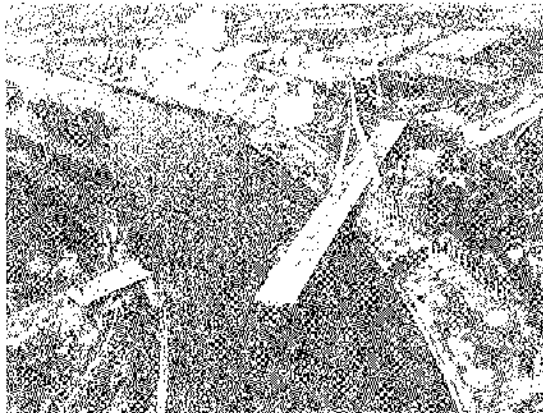


Fig. 7.

que permitiera el tránsito del tablero sobre la línea eléctrica de ferrocarril.

En el extremo opuesto se dispuso de un atirantado provisional, formado por 4 tirantes de 10/0,6", que pueden observarse en la figura 7.

La base de la pila es el elemento que soporta el giro y consta de 4 bloques de hormigón situados sobre una corona que constituye el camino de rodadura.

En la parte inferior de los bloques de hormigón se colocó una chapa de acero inoxidable, y sobre el camino de rodadura, almohadillas de neopreno teflón.

En dos de los bloques diametralmente opuestos y en la parte exterior de los mismos se situaron los gatos de empuje. El sistema de empuje es totalmente análogo al empleado en los puentes empujados.

Para el giro total del puente fueron necesarias 40 operaciones de giro, cada una de ellas con 20 cm de movimiento en los gatos horizontales, que producían un movimiento de 6,5 m en la parte delantera del puente. La duración de cada ciclo fue de 15 minutos.

Durante la operación de giro y en cada ciclo de avance se controlaron electrónicamente los siguientes puntos:

- Vibraciones en pila y tablero.
- Posición de la pila.
- Posición de los extremos posterior y anterior del tablero.
- Diferencia de carrera entre los gatos de empuje.
- Velocidad de rotación.

Con respecto a esta última, se programó de tal forma que fuera lenta al principio del empuje, acelerándose progresivamente hasta llegar a una máxima (carrera del émbolo, 10 cm) y desacelerándose progresivamente hasta llegar a cero al final de carrera. Se programó de esta manera para evitar movimientos incontrolados debidos a la inercia de la rotación.

La figura 9 permite apreciar el conjunto del puente.

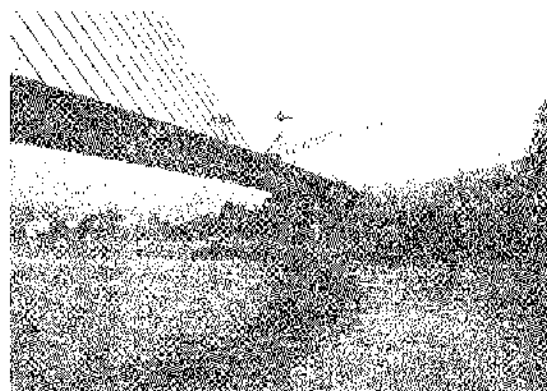


Fig. 8.

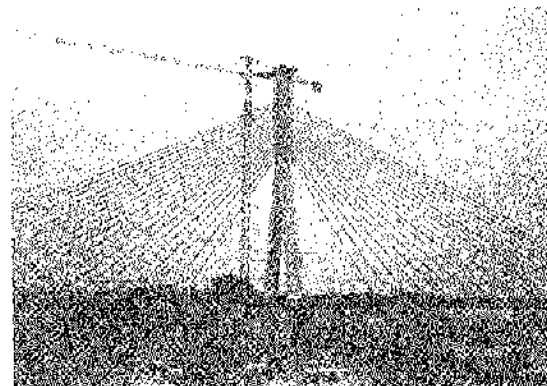


Fig. 9.

RESUMEN

Se describen en esta Comunicación las principales características del puente atirantado de Ben Ahin, en Bélgica.

Se trata de un puente de tablero de hormigón que ha sido hormigonado sobre cimbra paralela a la margen derecha del río Mosa. Una vez construido el mismo se han puesto en tensión los tirantes, lo que ha liberado el tablero de los soportes y, seguidamente, se giró 70° alcanzando así su posición definitiva.

El número de tirantes Stronghold de C.T.T., S.A. utilizados, fue de 40, variando su longitud entre 44 y 161 metros. El menor estaba constituido por 47 cordones de 0,6" y el mayor por

73 cordones de 0,6".

C.T.T. ha diseñado también unos gatos especiales para el tesado de los anclajes situados en el interior del tablero, en una galería cuya zona más angosta tiene 1,65 m de alto por 1,50 m de ancho.

SUMMARY

This paper describes the main characteristics of the Ben Ahin cable stayed bridge, built on scaffolding parallel to the Meuse River and rotated 70° to its final position, remarking the installation and supply of the Stronghold stays done by C.T.T., S.A.

* * *

Traducción de normas alemanas al español

Desde hace más de 30 años, el Instituto Alemán de Normalización (DIN) traduce las Normas DIN a idiomas extranjeros, para fomentar el comercio internacional.

En la actualidad, existe ya una amplia colección de normas en versión española, que representan un potencial de información indispensable para el profesional interesado en el campo de la normalización, especialmente en vista de la entrada de España en la CEE.

Los temas específicos a los que se refieren estas normas son:

— Ensayos de materiales; Técnicas de medición; Metales; Semiproductos; Materias sintéticas; Industria de la construcción; Química; Electrotécnica; Elementos de fijación; Herramientas.

Los interesados en dichas traducciones podrán obtener una lista completa, que el DIN distribuye gratis, dirigiéndose a:

DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
Sprachendienst
Burggrafenstrasse 6
D-100 Berlín 30 R.F.A.

Simposio sobre Durabilidad de las Estructuras

Lisboa (Portugal) 6-8 setiembre 1989

Organizado por el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil de Lisboa y el Grupo Portugués de la IABSE (GPEE), se va a celebrar en Lisboa, del 6 al 8 de setiembre del próximo año 1989, un Simposio Internacional sobre "Durabilidad de las Estructuras".

Los objetivos fundamentales de este Simposio son:

• Fundir y aumentar los conocimientos sobre los efectos de los fenómenos físico-químicos en el deterioro y ruina de las estructuras, sobre las condiciones ambientales que dan origen a tales fenómenos, y sobre las consecuencias que tales procesos producen en la durabilidad de las estructuras.

- Lograr una mejor comprensión de los efectos de la durabilidad que deben tenerse en cuenta en el proyecto y construcción de las estructuras.

- Conseguir un mejor conocimiento de los efectos de la durabilidad, en sus distintos aspectos, que deben tomarse en consideración para la conservación, reparación y rehabilitación de las estructuras.

- Definir los campos que deben estudiarse en futuras investigaciones.

El Simposio se desarrollará en cuatro Sesiones, en cada una de las cuales habrá:

• Una introducción al tema correspondiente, a cargo de un Conferenciantes invitado.

• Se continuará en dos sub-Sesiones simultáneas en las cuales:

• Se presentarán las Comunicaciones que hayan sido admitidas, y

• Se celebrará una Mesa Redonda para discutir las conclusiones obtenidas.

Habrán también Sesiones para la presentación de "posters", en los que se expondrán casos prácticos relacionados con la durabilidad de las estructuras; y una Exposición de equipos, aparatos, técnicas y métodos utilizados en la inspección de obras.

Los textos de todas las Conferencias programadas y de las Comunicaciones y "posters" que hayan sido aceptados para su presentación en el Simposio, serán recogidos en una publicación que se entregará a los participantes al iniciarse las reuniones.

Los textos de las Comunicaciones podrán presentarse en alemán, francés o inglés, pero su exposición oral y las discusiones se harán únicamente en inglés. No habrá traducción simultánea.

Se organizarán excursiones post-Simposio en el curso de las cuales habrá ocasión de visitar las obras de construcción de dos puentes atirantados en el Algarve y de un puente ferroviario de gran luz, en Oporto.

Los interesados en participar en este Simposio deberán dirigirse a:

SECRETARIAT OF IABSE
ETH-Hönggerberg
CH-8093 ZÜRICH
(Suiza)

Depósitos criogénicos de hormigón pretensado

Manuel Elices

Jaime Planas

Andrés Valiente

Dres. Ingenieros de Caminos, C. y P.

Departamento de Ciencia de Materiales

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P.

Universidad Politécnica de Madrid

INTRODUCCION

La construcción de depósitos para almacenamiento de gas natural licuado es la aplicación criogénica más importante del hormigón como material estructural. Las bajas temperaturas de servicio a que han de operar dichos depósitos (-162°C) aumenta considerablemente la fragilidad de los materiales y hace que el colapso por rotura frágil se convierta en un factor determinante para la integridad de estas estructuras, a la vez que constituye el aspecto diferenciador de las mismas.

La problemática que afecta a los componentes estructurales de hormigón pretensado es el objeto de esta Comunicación.

La diferencia fundamental que caracteriza a dichos componentes es su carácter de estructuras compuestas, constituidas por hormigón armado y pretensado. Ello obliga a efectuar un análisis de las propiedades de cada componente (armaduras activas, armaduras pasivas y hormigón) así como de las propiedades del conjunto. El análisis del comportamiento de las armaduras puede efectuarse, a nivel de diseño (selección) y ejecución (control), siguiendo las pautas aplicables a cualquier material metálico. Sin embargo es esencial destacar que, en este tipo de estructuras, la existencia de un defecto de tamaño suficiente para propagarse inestablemente no supone, como en el caso de estructuras metálicas monolíticas, el colapso estructural frágil, sino tan solo la rotura de la armadura que presenta el defecto en cuestión. El hormigón presenta la peculiaridad de que, hoy por hoy, no es posible dar más que reglas de tipo muy general para fabricar un "buen hormigón criogénico". Ello hace imprescindible la realización de ensayos de caracterización del hormigón que vaya a ser utilizado en obra, además de los usuales ensayos característicos y de control. En el diseño de la experimentación debe tenerse en cuenta que el contenido de humedad y el estado de pretensado pueden modificar extraordinariamente algunas de las propiedades a bajas temperaturas.

En el caso de los materiales metálicos, la prevención de roturas frágiles es un problema que afecta no sólo al diseño sino también a la construcción y al mantenimiento de la estructura. La metodología más adecuada para abordarlo es la de la Mecánica de la Fractura y en ella se basan las recomendaciones de los Códigos que contemplan el problema, como el Código ASME. En la fase de diseño es necesario seleccionar el material en función de su resistencia al crecimiento de defectos a baja temperatura, evaluar las sollicitaciones originadas por la presencia de los defectos existentes y predecir la evolución de los mismos, todo ello para evitar la rotura frágil asegurándose de que durante la vida útil de la estructura las sollicitaciones sean inferiores a la resistencia. En la fase de construcción hay que comprobar que el material verifica las especificaciones de diseño, además de acotar el tamaño inicial de defecto por medio de ensayos no destructivos o pruebas de carga. Finalmente, en la fase de mantenimiento, han de confirmarse las predicciones de evolución de los defectos mediante inspecciones y, en su caso, modificarse de acuerdo con la información recogida.

PRIMERA PARTE

1. ARMADURAS ACTIVAS

Materiales

Aunque, en principio, cualquier acero de alta resistencia y baja relajación es potencialmente válido como constituyente de las armaduras de pretensado, en nuestro país el material más utilizado es el acero eutectoide trefilado y sometido a tratamiento térmico posterior para eliminar las tensiones residuales y mejorar las propiedades de relajación.

Algunas técnicas constructivas utilizan alambres trefilados "in situ" sin tratamiento térmico posterior, lo que disminuye las prestaciones del material hasta tal punto que en algunos países se han limitado fuertemente las posibilidades de aplicación de

tales sistemas. Por ello, aquí nos referimos exclusivamente a aceros eutectoides trefilados tratados térmicamente.

Propiedades a -170°C del acero eutectoide trefilado

En términos generales, las propiedades a -170°C del acero eutectoide trefilado, comparadas con sus valores a temperatura ambiente, experimentan la siguiente evolución (M. Elices et al, 1981):

- Módulo de elasticidad: aumenta ligeramente (≈ 12 por 100).

- Límite elástico: aumenta ligeramente (≈ 15 por 100).

- Tensión de rotura: aumenta ligeramente (≈ 15 por 100).

- Deformación bajo tensión máxima: se mantiene o disminuye ligeramente.

Mención aparte merece el problema de la fragilización de este material a bajas temperaturas. En primer lugar, la medida de la evolución de la tenacidad del material virgen (enfriado sin carga y posteriormente llevado a rotura) efectuadas en nuestro departamento (M. Elices, 1985) muestran que en el intervalo de temperaturas (-196° , 20°), no existe una temperatura de transición propiamente dicha, sino una disminución suave de la tenacidad, con una reducción máxima del orden del 50 por 100. En segundo lugar, la forma de utilización estructural del material, que se carga a temperatura ambiente a una carga superior a la de servicio antes de ser enfriado, disminuye enormemente los riesgos de rotura frágil. Esto es así porque la puesta en tensión constituye en sí misma una prueba de carga que eliminaría, caso de existir, todos los elementos con defectos superiores al crítico y porque la plastificación local que se produce en el entorno de posibles defectos subcríticos eleva sustancialmente la tenacidad efectiva disponible a baja temperatura respecto de la medida para el material virgen (M. Elices, 1985).

Si a estas consideraciones añadimos el buen comportamiento observado en conjuntos tendón-anclaje en condiciones criogénicas (J. Planas et al, 1985 y J. Planas et al, 1986) en las que las sollicitaciones pueden considerarse extremas, y el hecho ya mencionado de que la rotura accidental de un alambre no supone el colapso estructural frágil, podemos concluir que, en principio, el acero eutectoide trefilado térmicamente tratado presenta excelentes características para su uso a bajas temperaturas.

Condiciones de aceptación del acero de pretensado

La correspondiente especificación Kellogg esta-

blece un único criterio de aceptación, a saber, que la deformación unitaria bajo carga máxima sea superior al 2 por 100 para condiciones de mínima temperatura (-170°C).

Es de notar, en primer lugar, que estipula el alargamiento antes de rotura, en lugar de la elongación después de rotura, más usual en la práctica. Ello implica que la experimentación debe incluir medidas extensométricas directas, lo que complica sustancialmente los ensayos, pero suministra, de acuerdo con lo expuesto en (J. Planas et al, 1983), información acerca de un parámetro característico del material, en tanto que la elongación después de rotura depende de factores externos tales como el tamaño de probeta y las condiciones precisas de ensayo.

En segundo lugar, la especificación Kellogg indica explícitamente que no es necesario ensayar probetas que contengan defectos, lo que parece indicar que se acepta de entrada, bien que la sensibilidad a los defectos es pequeña, bien que la probabilidad de existencia de defectos de tamaño relevante es muy pequeña. Cualquiera que sea la interpretación real, la idea subyacente coincide con lo anteriormente expuesto sobre la seguridad frente a fractura de las armaduras activas.

Condiciones experimentales

Investigaciones desarrolladas en nuestro Departamento llevaron a establecer (J. Planas et al, 1983) que en los aceros de pretensar el perfil de temperaturas a lo largo de la probeta podía influir en los resultados del ensayo de forma notoria, hasta el extremo de aparecer como rechazables materiales verdaderamente aceptables. Se estableció que para conseguir resultados válidos era conveniente que los extremos de la probeta estuvieran más fríos que el centro y que en la zona central de la probeta las diferencias de temperatura fueran lo menores posible. La especificación Kellogg recoge estos resultados y obliga al control del perfil de temperatura en los ensayos de recepción y control.

Aunque no es el único dispositivo posible, un método eficaz y fiable de conseguir los requisitos impuestos es la utilización de una cámara criostática de tres módulos, con control independiente de temperatura, como la desarrollada en nuestro Departamento, cuyo esquema se representa en la fig. 1.

Nivel de control

Aunque no existe una información estadísticamente valorable, la experiencia acumulada en nuestro Departamento, así como la impresión deducible de las investigaciones publicadas por otros grupos, sugiere que el comportamiento de este tipo de

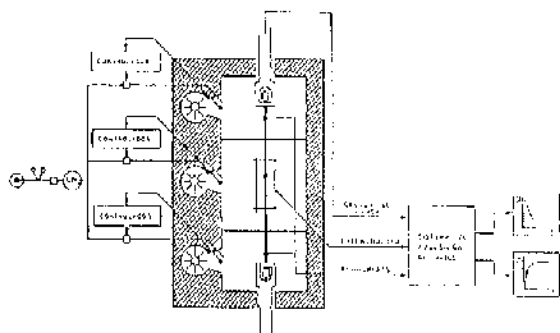


Fig. 1.

aceros presenta pequeña dispersión y, en consecuencia, es suficiente un nivel normal de control, más encaminado a verificar que las partidas correspondan a la calidad prevista de acero que a una verificación exhaustiva de sus propiedades.

Comportamiento del conjunto tendón-ancilaje

El análisis detallado del comportamiento de conjuntos tendón-ancilaje en condiciones criogénicas está fuera del alcance previsto para esta somera descripción. Baste indicar aquí que el punto crucial es que el sistema de anclaje puede, en algunos casos, dañar seriamente el material de la armadura provocando su rotura prematura.

Los resultados experimentales obtenidos en nuestro Departamento para distintos sistemas comerciales y tipos de sollicitación, mostraron (J. Pflanz et al, 1985) que los conjuntos tendón-ancilaje pueden satisfacer, a -170°C , no sólo la condición mínima propuesta por Rostasy, sino criterios mucho más restrictivos. En particular, pueden mantener la condición de deformabilidad del 2 por 100 estipulada para el material de la armadura.

En cualquier caso, parece imprescindible que se realice una homologación adecuada del sistema de pretensado que vaya a ser utilizado en condiciones criogénicas.

2. ARMADURAS PASIVAS

Materiales

En el caso de las armaduras pasivas el abanico de posibilidades de elección de material es mucho más amplio y los criterios de aceptación mucho más conflictivos que en el caso de las armaduras activas (M. Elices et al, 1981 y M. Elices, 1985).

Los aceros de armar tradicionales al carbono-manganeso en sus versiones de dureza natural (laminados en caliente) y endurecidos por deformación en frío son los candidatos más probables por existir producción nacional y ser económicos.

La evidencia de que los aceros de este tipo pueden presentar un comportamiento muy frágil a bajas temperaturas ha hecho que, en otros países, se desarrollaran armaduras de aceros especiales, bien por microaleación y tratamientos térmicos especiales, bien por aleación.

Bruggeling (A.S.G. Bruggeling, 1979) ha propuesto que se utilizara acero de pretensar también como armadura pasiva.

La no decantación a nivel internacional por una u otra solución es fundamentalmente debida a la inexistencia de un acuerdo generalizado sobre las especificaciones concretas que deben exigirse a las armaduras pasivas. Existe solamente un sentimiento general acerca de la necesidad de garantizar una "adecuada" ductilidad, sin que se haya llegado a una cuantificación universalmente aceptada de esta propiedad, basada en criterios con un cierto rigor científico.

Cuando criterios subjetivos de tipo político o económico lleven al constructor a seleccionar aceros especiales, podrán satisfacerse sin dificultad las más exigentes de las especificaciones. Por ello, analizaremos aquí solamente el comportamiento de aceros al carbono-manganeso que han sido usados en la construcción de tanques de GNL.

Propiedades a -170°C de los aceros de armar

Lo único que puede afirmarse con generalidad sobre el comportamiento de los aceros de armar a baja temperatura es que experimentan un notable aumento en su límite elástico y en su tensión de rotura (40 por 100 o más en todos los casos estudiados en nuestro Departamento).

Las restantes propiedades, como la deformación en rotura y la sensibilidad a los defectos, son enormemente sensibles a la composición del material y al tratamiento térmico del mismo.

La investigación realizada (M. Elices et al, 1986 y H. Corres, 1984) sobre un acero de armar de dureza natural y otro deformado en frío mostraron que el primero mantenía deformaciones bajo carga máxima superiores al 11 por 100 hasta temperaturas de -180°C , en tanto que para el segundo este parámetro caía, de 7,6 por 100 a temperatura ambiente, a tan solo el 1,8 por 100 a -180°C . A -165°C se dieron casos de rotura por debajo del límite elástico, con deformaciones totales de sólo el 0,4 por 100; y fractura iniciada en un mínimo defecto superficial. En este caso tan extremo era obvio que el acero deformado en frío no resultaba adecuado para ser usado en condiciones criogénicas; pero hoy por hoy no podemos concluir que esto sea aplicable a todos los aceros de armar deformados en frío.

La subsiguiente investigación sobre la sensibilidad del acero de dureza natural a los defectos, mostró que, a -165°C , era prácticamente insensible a entallas de menos de 0,4 mm de profundidad y que la carga de rotura superaba siempre el límite elástico para entallas de hasta 2,5 mm de profundidad (aunque la deformabilidad disminuía drásticamente para entallas de más de 0,5 mm, tal como puede verse en la Fig. 2).

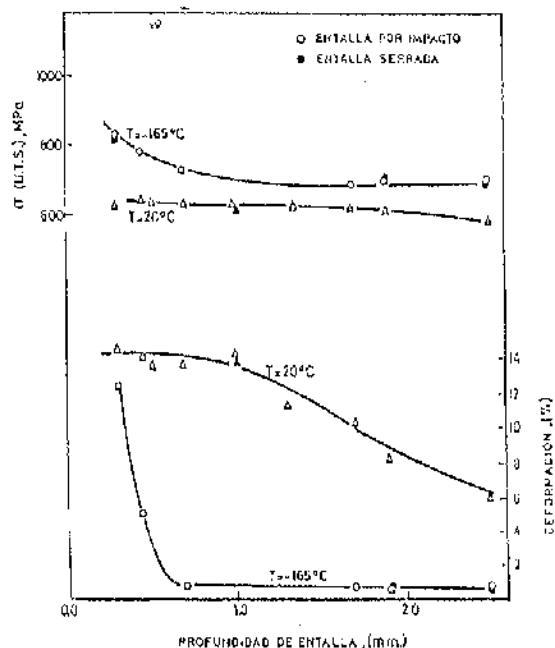


Fig. 2.

Estos resultados parecían indicar que el acero de dureza natural podría ser usado en condiciones criogénicas, ya que la posibilidad de concurrencia de defectos de más de 0,5 mm en un número elevado de barras y distantes menos de la longitud de adherencia de la misma sección era muy remota. De hecho, el material cumple las correspondientes especificaciones Kellogg, que fueron redactadas con posterioridad a la realización de la investigación y que serán comentadas a continuación. Hoy sabemos que este resultado no es aplicable a todos los aceros de armar de dureza natural y que en este material es preciso extremar las medidas de control.

Condiciones de aceptación del acero de armar

La correspondiente especificación Kellogg establece que deben realizarse ensayos sobre probetas lisas y sobre probetas con una entalla mecanizada de más de 1 mm de profundidad, ambos a la mínima temperatura de trabajo (-170°C). Establece cuatro condiciones de aceptación que, detalles aparte, son:

1. El límite elástico de probetas no entalladas debe ser superior al requerido para temperatura ambiente en no menos de un 15 por 100.
2. La elongación después de rotura, medida sobre 10 diámetros, debe superar el 6 por 100 para las probetas lisas.
3. El límite elástico de probetas entalladas debe superar el requerido para temperatura ambiente en probetas lisas.
4. El límite elástico medio de las probetas entalladas no debe ser inferior al 90 por 100 del límite elástico medio de las probetas no entalladas, a baja temperatura.

La experiencia acumulada indica que las condiciones más restrictivas son la 2ª y la 4ª, que imponen el grado de ductilidad exigido al material. Las consideraciones del apartado anterior indican que los aceros al carbono-manganeso de dureza natural y producción nacional, pueden cumplir con creces los requisitos impuestos.

Condiciones experimentales

Las mismas consideraciones efectuadas para el caso del acero de pretensar son aplicables al caso del acero de armar, por lo que en la experimentación deberán utilizarse equipos adecuados, como la ya mencionada cámara criostática de tres módulos (Fig. 1).

Nivel de control

Experiencias recientes (M. Elices et al, 1987) han demostrado que el comportamiento de los aceros de armar al carbono-manganeso presenta una importante dispersión cuando se consideran distintas coladas de un acero nominalmente idéntico.

Por el momento, la única acción efectiva es extremar las medidas de control, realizando ensayos según las especificaciones Kellogg para cada una de las coladas, aunque con un número menor de muestras.

3. HORMIGÓN

Materiales

En general, parece aceptado que cualquier hormigón poco heladizo es adecuado para ser utilizado en condiciones criogénicas. Los únicos requisitos que, consecuentemente, se imponen a priori son:

- Utilización de áridos poco absorbentes.

Utilización de relaciones agua cemento bajas (del orden de 0,45).

— Utilización de aireantes (4,5 a 6 por 100 de aire ocluido).

Propiedades del hormigón a -170°C

La principal característica de un hormigón es que prácticamente todas sus propiedades a baja temperatura dependen de forma notable del contenido de humedad. Así, por ejemplo, la resistencia a compresión a -170°C puede ser de un 20 por 100 a un 300 por 100 superior a la obtenida a temperatura ambiente, dependiendo de que el hormigón esté seco o saturado (Fig. 3).

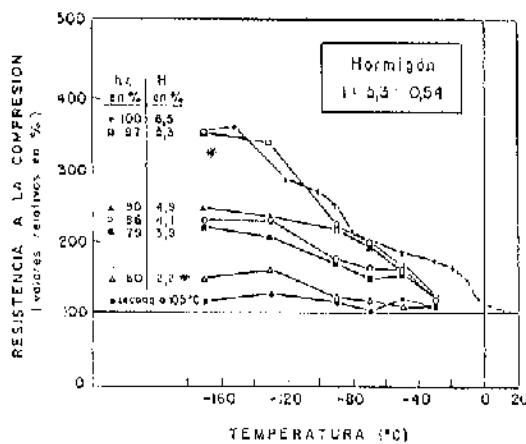


Fig. 3.

En general, puede afirmarse que las características resistentes mejoran al disminuir la temperatura y que el aumento es tanto mayor cuanto más alto es el contenido de humedad. En (M. Elices, 1981) se resumen las fórmulas empíricas propuestas por diversos autores para estimar las variaciones de las características mecánicas del hormigón con la temperatura y el contenido de humedad.

La única característica que manifiestamente empeora al aumentar el contenido de humedad es la resistencia a los ciclos de hielo-deshielo. Dicho efecto puede observarse claramente en el diagrama inferior de la fig. 4, en el que se representa la resistencia residual a 20°C después de una serie de ciclos térmicos para un hormigón saturado y el mismo hormigón conservado al 65 por 100 de humedad relativa. Sin embargo, la repercusión práctica de esta propiedad poco deseable es pequeña debido a que las posibilidades de que una estructura de contención de GNL se vea sometida a un número importante de ciclos térmicos es muy limitada, por no decir que no se dará nunca.

Hasta muy recientemente se carecía en absoluto de datos acerca de las propiedades de fractura del hormigón a bajas temperaturas, entre otras cosas porque ni siquiera a temperaturas ordinarias se han extendido los métodos de la mecánica de fractura

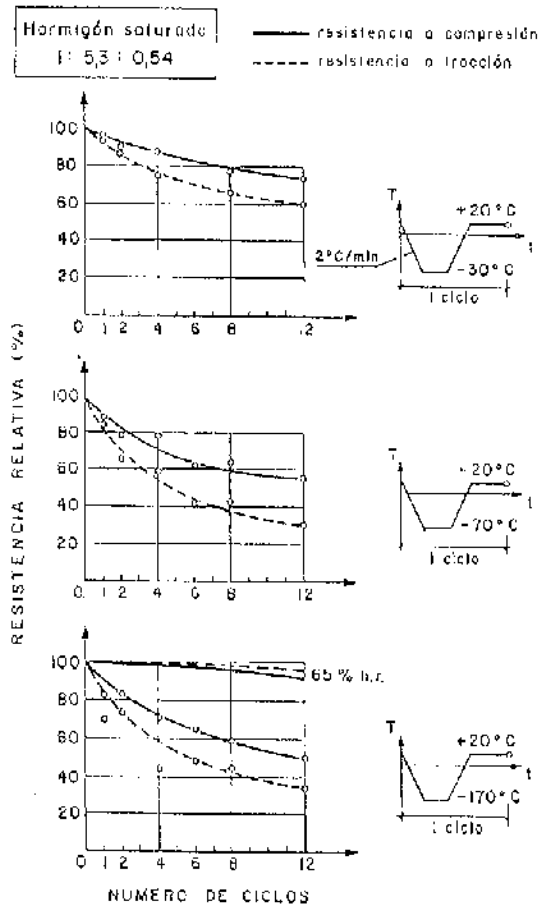


Fig. 4.

a estructuras de hormigón, material del que usualmente se desprecia tanto la resistencia a tracción como la tenacidad de fractura. La investigación experimental desarrollada en nuestro Departamento en los últimos meses indica (M. Elices et al, 1987) que la tenacidad del hormigón saturado (medida como energía de fractura) se multiplica por 3 al disminuir la temperatura de 20 a -170°C . Aunque la evaluación de sus repercusiones a nivel estructural no ha sido efectuada todavía, no cabe duda de que este hecho refuerza los argumentos a favor de la seguridad de las estructuras de hormigón a bajas temperaturas.

Otras propiedades del hormigón relevantes para el proyecto son la deformación térmica, la conductividad térmica y el calor específico. Su repercusión es a nivel de comportamiento de la estructura y es necesario determinarlas para cada hormigón particular y para el intervalo de humedades esperado en obra. Serán tratados con más detalle al comentar los aspectos del comportamiento conjunto.

Condiciones de aceptación del hormigón

La correspondiente especificación Kellogg limi-

ta la aceptación de un hormigón a que sea poco heladizo. Sin entrar en detalles, requiere que la resistencia a compresión y módulo de elasticidad dinámico después de una inmersión en nitrógeno líquido y después de 20 ciclos térmicos entre 5 y 25 °C no disminuyan más de un 20 por 100.

Como ya se ha indicado, la heladicidad de un hormigón depende fuertemente de su contenido de humedad. La especificación Kellogg sólo estipula que la conservación de las probetas se efectúe a más del 90 por 100 de humedad relativa. Pero los resultados de Rostasy incluidos en (M. Elices et al, 1981) indican que los contenidos de humedad absolutos para probetas conservadas entre el 90 y el 100 por 100 de humedad relativa varían entre 49 g/kg y 65 g/kg. El resultado es que un hormigón que aparece como no heladizo cuando se conserva al 90 por 100 de humedad relativa, puede resultar heladizo si se conserva a una humedad superior, del 99 por 100 por ejemplo. Quizá la forma más representativa de conservación, a tenor de lo señalado en (M. Elices et al, 1981), sea una conservación sellada, que representa bien la situación del hormigón en las proximidades del "liner".

En cualquier caso, cuando se conservan las probetas en condiciones próximas al 90 por 100 H.R. no hay ninguna dificultad en cumplir los requerimientos impuestos para hormigones con áridos y dosificación adecuados.

Condiciones experimentales

Puesto que la determinación de propiedades mecánicas remanentes se efectúa a temperatura ambiente, no existen limitaciones importantes para este tipo de ensayos. La inmersión en nitrógeno líquido es una operación trivial y el intervalo de temperatura fijado para los ciclos térmicos repetidos permite usar equipos comerciales estándar. La única precaución fundamental es evitar las variaciones de humedad de las probetas durante los ensayos.

Nivel de control

Cuando el nivel de control de materiales y dosificación es adecuado, no son de esperar variaciones importantes en la heladicidad, siempre que la conservación en obra se realice en condiciones suficientemente parecidas a las que se mantuvieron en los ensayos de recepción. A este respecto cabe señalar que la conservación sellada antes mencionada presenta un elevado grado de repetitividad, por lo que sería una excelente condición de conservación.

4. COMPORTAMIENTO CONJUNTO

Tres son los grupos de propiedades que tienen

interés para el estudio del comportamiento conjunto del hormigón armado y pretensado.

El primer grupo lo constituyen las propiedades de interfase entre los distintos materiales, o comportamiento de adherencia hormigón-armadura. Este tipo de propiedades no ha sido exhaustivamente investigado y del análisis de los pocos resultados conocidos, recogidos en (M. Elices, 1981) y (M. Elices et al, 1981), no pueden obtenerse conclusiones generales acerca de la repercusión de la modificación de estas propiedades en el comportamiento estructural a bajas temperaturas.

El segundo grupo lo constituyen las propiedades térmicas del hormigón, particularmente su conductividad térmica y su calor específico. Son propiedades imprescindibles para evaluar las distribuciones de temperaturas en la estructura, lo que es necesario en algunas hipótesis de carga. Para la conductividad térmica existen pocos datos, y bastante dispersos, por lo que resulta necesario efectuar la medida de esta propiedad para cada hormigón particular, con un contenido de humedad similar al de obra, tal como exige la especificación Kellogg. Es de notar que ensayos realizados recientemente en nuestro Departamento arrojaron valores de la conductividad térmica sensiblemente superiores a los medios obtenidos por otros investigadores, lo que confirma la necesidad de ensayar cada hormigón.

El tercer grupo lo constituyen las propiedades de deformación termomecánica del hormigón y de las armaduras, cuyo conocimiento es imprescindible para evaluar las tensiones internas generadas por contracciones térmicas diferenciales.

En la zona de temperaturas ordinarias, las deformaciones térmicas de hormigones y aceros son muy parecidas y, en ausencia de gradientes de temperatura, las tensiones internas inducidas son tan pequeñas que normalmente se desprecian. Cuando la temperatura desciende por debajo de -10 o -20 °C las cosas cambian radicalmente y el comportamiento del acero y del hormigón se hace muy distinto.

En la figura 5 se comparan la deformación de un acero, de un hormigón desecado y del mismo hormigón saturado. Puede observarse que el acero y el hormigón seco presentan deformaciones casi lineales con la temperatura y reversibles. Por el contrario, el hormigón saturado presenta una deformación no lineal e irreversible, caracterizada por una fuerte expansión al ser enfriado entre -20 y 60 °C y por una expansión remanente una vez recalentado.

El caso representado corresponde a ensayos realizados en nuestro Departamento (H. Corres et al, 1984) sobre un hormigón libre de carga. Si éste fuera el comportamiento real del hormigón (suelto saturado) en la estructura, las tensiones in-

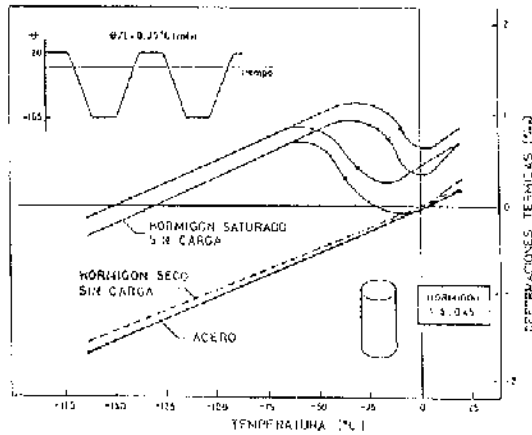


Fig. 5.

ducidas en las armaduras serían muy elevadas, del orden de 350 MPa, lo que exigiría un excesivo sobredimensionamiento para hacer frente a las cargas de servicio que se superpondrían a las anteriores.

Afortunadamente, las investigaciones realizadas en los últimos años han demostrado (J. Planas et al, 1983; J. Planas et al, 1984; H. Corres et al 1985 y H. Corres et al, 1984) que el comportamiento del hormigón sometido a carga de compresión, tal como se encuentra en una estructura pretensada, es muy distinto al del hormigón libre de cargas.

En la figura 6 se comparan las deformaciones térmicas del hormigón saturado, sin carga y sometido a tensión uniaxial constante de 15 MPa. Puede verse que la deformación del hormigón precargado es casi lineal y próxima a la del hormigón seco.

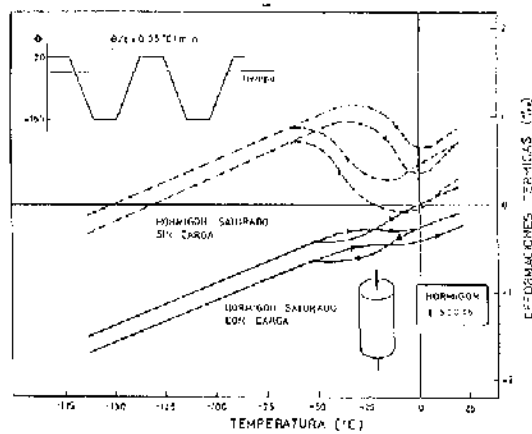


Fig. 6.

Para verificar que el comportamiento del hormigón pretensado se aproximaba al observado en probetas con carga uniaxial constante, se ensayaron elementos estructurales pretensados con la geometría definida en la figura 7.

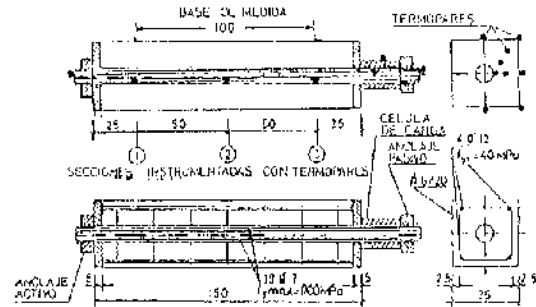


Fig. 7.

La figura 8 muestra la evolución de la fuerza en el tendón al variar la temperatura, junto con la predicción efectuada a partir de los datos obtenidos en probetas ensayadas con y sin carga. Como puede observarse, la aproximación conseguida a partir de los resultados de ensayos con carga es excelente. Por el contrario, los resultados de la predicción a partir de los ensayos ordinarios, sin carga, son por completo incorrectos.

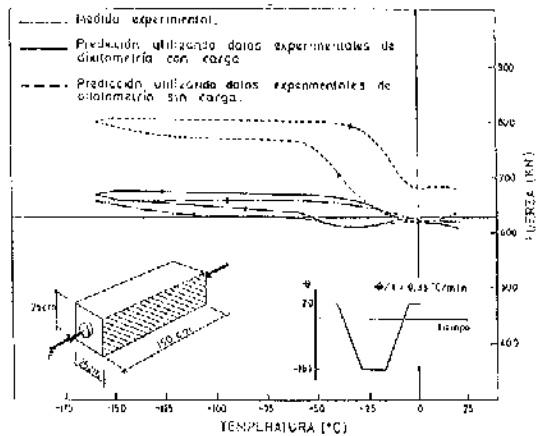


Fig. 8.

Puede concluirse, en primer lugar, que la caracterización de las deformaciones térmicas del hormigón debería realizarse, para ser relevantes para el proyecto, en ensayos de probetas sometidos a un nivel de cargas similar al nivel de pretensado previsto y para unas condiciones de humedad adecuadas a la situación de obra. Y en segundo lugar, que la compatibilidad hormigón-armadura es muy aceptable en el hormigón pretensado.

SEGUNDA PARTE

1. FRACTURA FRÁGIL

A temperatura ambiente, los metales se comportan dúctilmente y la posibilidad de una rotura frágil es tan remota que en el proyecto de estructu-

ras metálicas no se considera. En cambio, a temperaturas muy bajas se produce una fuerte fragilización y por ello, en el diseño de depósitos metálicos para gas natural licuado, es necesario prevenir este tipo de fallo, del mismo modo que se previene el pandeo o el agotamiento plástico.

La prevención de roturas frágiles es el factor que diferencia las aplicaciones criogénicas de otros usos de los materiales metálicos. El problema que hay que resolver se sitúa en el campo de la Mecánica de Fractura y en el marco de esta disciplina se busca la solución, aplicando criterios de diseño y determinando las propiedades del material y las medidas de control de ejecución que resultan relevantes en relación con la rotura frágil.

La rotura frágil se origina en una fisura del material y se caracteriza porque no va acompañada de deformaciones plásticas apreciables. En el instante crítico la fisura se propaga inestablemente y el material se separa en dos partes. Para un material dado, la rotura frágil es el resultado de una combinación crítica entre las cargas aplicadas, la geometría del elemento estructural y el tamaño y la forma de la fisura existente. Cuando las cargas y la geometría son datos, la fisura que da lugar a la combinación anterior se denomina fisura crítica y su determinación o acotación constituye una etapa esencial del diseño.

La base teórica necesaria para predecir la fisura crítica la proporciona la Mecánica de Fractura (véase, por ejemplo, M. Elices, 1984), de acuerdo con la cual, la condición de rotura frágil es que el factor de intensidad de tensiones K_I alcance un valor crítico K_{IC} . El factor K_I es una magnitud con un significado físico preciso que puede expresarse como función de las cargas aplicadas y de las variables geométricas:

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi a} M \quad (1)$$

En la ecuación (1) σ es una tensión que representa la magnitud de la sollicitación actuante (cargas directamente aplicadas y tensiones residuales), "a" una dimensión significativa de la fisura y M una cantidad sin dimensiones, llamada factor de forma, que depende de las variables adimensionales geométricas y de sollicitación. En virtud de su significado físico, el factor de intensidad de tensiones puede calcularse numéricamente empleando el método de los elementos finitos, pero existen varios manuales que compendian su valor para gran número de casos (Sih, 1973 y Tada, II., Paris, P. e Irwin, G., 1973).

Por su parte, K_{IC} es una propiedad del material, llamada tenacidad de fractura, que depende fuertemente de la temperatura, siendo su valor a temperaturas criogénicas varias veces más bajo que a temperatura ambiente. Por consiguiente, el efecto fra-

gilizante de la temperatura puede cuantificarse a través de la tenacidad de fractura. Se mide realizando ensayos normalizados de rotura frágil (ASTM E399 o BS 5447), pero puede estimarse a partir de otros parámetros de fractura cuya determinación experimental también está normalizada (ASTM E813 o BS 5762).

El tamaño o dimensión de la fisura crítica a_c se obtiene a partir de la ecuación (1) igualando la tenacidad de fractura y la expresión del factor de intensidad de tensiones para la máxima tensión actuante σ_m :

$$K_{IC} = \sigma_m \sqrt{\pi a_c} M \quad (2)$$

Las fisuras pueden estar presentes en el material antes de su puesta en obra u originarse durante la construcción, pero en ambos casos son susceptibles de crecer durante el período de operación, fundamentalmente por efecto de las cargas variables (fatiga). La Mecánica de Fractura caracteriza el crecimiento de fisuras por fatiga mediante leyes fenomenológicas que permiten predecir la evolución de una fisura determinada si se conocen las cargas que van a actuar cíclicamente. La expresión general de dichas leyes es de la forma:

$$\begin{aligned} da/dN &= C(\Delta K_I)^n \quad \text{si } \Delta K_I > \Delta K_{Ith} \\ da/dN &= 0 \quad \text{si } \Delta K_I < \Delta K_{Ith} \end{aligned} \quad (3)$$

donde da/dN es el crecimiento de la fisura por ciclo, ΔK_I la variación del factor de intensidad de tensiones en un ciclo de carga y C, n y ΔK_{Ith} constantes propias del material. Combinando las ecuaciones (1) y (3) se tiene:

$$da/dN = C(\Delta \sigma \sqrt{\pi a} M)^n \quad (4)$$

y separando variables e integrando a partir de la fisura inicial a_0 , se obtiene la ecuación que determina la evolución de la fisura en función de los ciclos de carga:

$$\int_{a_0}^a \frac{da}{(\sqrt{\pi a} M)^n} = C \int_0^N (\Delta \sigma)^n dN \quad (5)$$

2. CRITERIOS DE DISEÑO PARA IMPEDIR LA ROTURA FRÁGIL

Para evitar que una rotura frágil llegue a producirse es preciso asegurar que ninguna fisura llegue a ser crítica; bien porque no crezca hasta ese extremo durante la vida útil del depósito, bien porque

pueda ser detectada con suficiente antelación para reparar o sustituir la zona dañada, por ejemplo, porque perfora la pared y se detecte una fuga. Ambos criterios de diseño garantizan la seguridad de los depósitos, pero en la práctica el primero se aplica a depósitos de almacenamiento situados en tierra y el segundo a depósitos de transporte instalados en barcos. La intensa acción cíclica que experimentan estos últimos a causa del oleaje, así como su mayor accesibilidad para reparaciones, son los factores determinantes de que se apliquen criterios distintos.

El procedimiento que hay que seguir en ambos casos requiere suponer una fisura inicial y predecir su evolución para así comprobar que hay margen de seguridad suficiente hasta que la fisura llega a ser crítica. Las figuras 9 y 10 ilustran esquemáticamente el modo de operar.

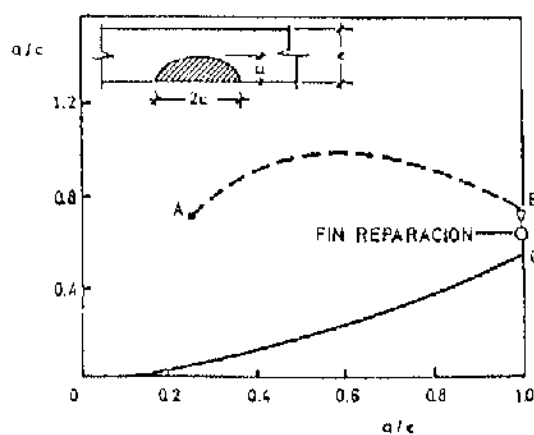


Fig. 9.

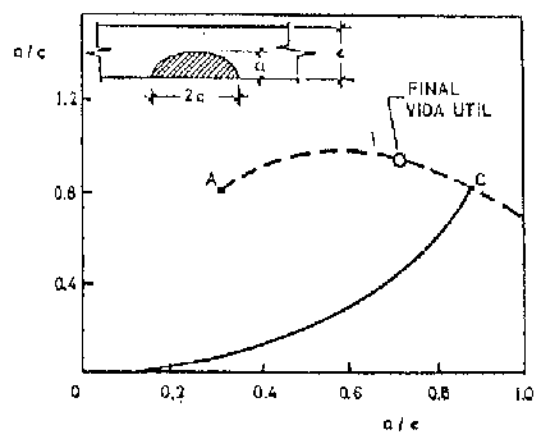


Fig. 10.

La fisura considerada es una semielipse que crece hacia el interior de la pared del depósito desde una de sus superficies. Su geometría depende de dos parámetros, las dimensiones a y c , que evolucionan según las curvas de trazos representadas en las figuras. Estas curvas se obtendrían por integraciones similares a la que indica la ecuación (5), par-

tiendo de la fisura inicial que corresponde al punto A. Las curvas continuas representan el conjunto de fisuras críticas y se determinan aplicando la ecuación (2).

El caso de la figura 9 es el de una fisura que evoluciona sin llegar a ser crítica hasta que perfora la pared del depósito (punto B) y sigue creciendo hasta convertirse en crítica (punto C). La perforación de la pared del depósito origina una fuga del producto almacenado que anuncia la existencia de la fisura antes de que alcance la condición crítica del punto C, lo que permite aplicar el segundo criterio de diseño antes indicado. Para ello basta asegurarse de que la curva de evolución está suficientemente alejada de la curva crítica y de que el período que transcurre desde que se detecta la fuga hasta que el depósito puede quedar fuera de servicio para ser reparado, es menor del que necesita la fisura para hacerse crítica. Esta condición de diseño se denomina "leak before break".

La figura 10 corresponde a la condición de diseño de que la fisura nunca llegue a ser crítica durante la vida del depósito. En este caso es preciso asegurar que el período necesario para que la fisura evolucione desde su tamaño inicial (punto A) hasta su tamaño crítico (punto C) es mayor que la vida útil del depósito, con suficiente margen.

3. SELECCION DE MATERIALES Y CONTROL DE EJECUCION

Como ya se ha indicado, el aspecto que diferencia los depósitos metálicos para aplicaciones criogénicas es la necesidad de prevenir roturas frágiles. Por consiguiente, las características del material habrán de ser las usuales de soldabilidad y resistencia, ésta última a baja temperatura, además de las específicas relacionadas con la rotura frágil: tenacidad de fractura y resistencia a la fatiga.

En la práctica, los principales materiales metálicos empleados para este tipo de aplicaciones son dos: aceros con un 9 por 100 de níquel y la aleación de aluminio 5083-0. Sus denominaciones ASTM son A353, A553 y B209. La composición química y las propiedades mecánicas se indican en la tabla I.

La tenacidad de fractura y la resistencia a la fatiga de estos materiales también se han medido, (por ejemplo Kaufman, J. y otros, 1980, o bien Tenge, P. y Solli, O., 1977). Los resultados obtenidos se incluyen también en la tabla I por su interés para el diseño contra la rotura frágil, puesto de relieve en los apartados anteriores. Como puede observarse, se han medido los valores correspondientes al material base, al material de aportación y al de la zona afectada térmicamente, porque las fisuras pueden desarrollarse en cualquiera de estas tres zonas, y es necesario tener en cuenta las diferencias existentes.

TABLA I

Características de materiales metálicos para usos criogénicos

Aceros 9% Ni, Composición (%)					
C	Si	Mn	P	S	Ni
<0,13	0,13-0,32	<0,90	<0,035	<0,040	8,5-9,5

Aleación 5083-0, Composición (%)							
Cu	Fe	Si	Mn	Mg	Zn	Cr	Ti
<0,10	<0,40	<0,40	0,3-1,0	4,0-4,9	<0,25	0,05-0,25	<0,10

Propiedades Mecánicas	Acero 9% Ni	Aleación 5083-0
Límite elástico 0,2 por 100	515-585 MPa	120-200 MPa
Resistencia a tracción	690-820 MPa	265-345 MPa
Alargamiento	>20 por 100	>16 por 100

Tenacidad de fractura estimada a -162°C		
	Acero 9% Ni	Aleación 5083-0
Material base	170 MPa \sqrt{m}	70 MPa \sqrt{m}
Material de aportación	150 MPa \sqrt{m}	50 MPa \sqrt{m}
Zona afectada térmicamente	140 MPa \sqrt{m}	-

Resistencia a la fatiga		
(Las constantes de la ley de crecimiento de fisuras de la ecuación (3) corresponden a valores de ΔK expresados en MPa \sqrt{m} y de da/dN en mm/ciclo)		
	Acero 9% Ni	Aleación 5083-0
ΔK_{th}	>1,5 MPa \sqrt{m}	>1 MPa \sqrt{m}
Metal base (temperatura ambiente)	$C = 8,5 \cdot 10^{-10}$ $n = 2,3$	$C = 6,6 \cdot 10^{-10}$ $n = 3,5$
Metal base (-162°C)	$C = 1,3 \cdot 10^{-10}$ $n = 2,7$	$C = 1,5 \cdot 10^{-10}$ $n = 3,7$
Metal de aportación (temperatura ambiente)	$C = 7,7 \cdot 10^{-11}$ $n = 3,0$	$C = 1,8 \cdot 10^{-9}$ $n = 2,9$
Zona afectada térmicamente (temperatura ambiente)	$C = 2,9 \cdot 10^{-11}$ $n = 3,4$	-

El control de ejecución incide sobre un aspecto tan importante para la prevención de roturas frágiles como es el tamaño de la fisura inicial. Las indicaciones que resultan de la inspección mediante ensayos no destructivos es la información básica para adoptar o confirmar la fisura inicial de cálculo, asimilando los defectos detectados a fisuras geométricas como las representadas en las figuras 9 y 10. Para ello pueden aplicarse, por ejemplo, las recomendaciones del código ASME para vasijas de presión.

4. CONCLUSIONES

Las condiciones de diseño del apartado 2 se han aplicado a depósitos soldados, construidos con los dos materiales anteriores. De los resultados obtenidos pueden extraerse dos conclusiones importantes:

- Una rotura frágil a -162°C, ocasionada por los defectos existentes en las soldaduras, es virtualmente imposible, porque la alta tenacidad de los materiales requeriría defectos de tamaño tan considerable que sólo podrían producirse por graves errores en la fabricación de las piezas o en las sol-

daduras y, además, deberían pasar inadvertidos en la inspección mediante ensayos no destructivos, lo cual constituiría otro grave error.

— Si en los defectos, posiblemente en soldaduras, se inician y crecen fisuras de fatiga, podrían producirse roturas frágiles. No obstante, dada la resistencia a la fatiga de los materiales, la velocidad con que crecen permite disponer de márgenes de

seguridad suficientemente amplios en relación con los períodos de operación de los depósitos.

Para ilustrar estas dos conclusiones se incluye el cálculo de dos elementos en un depósito de acero al níquel con capacidad para 80.000 m³ de gas natural licuado. Este ejemplo se ha tomado del artículo de J. Imai y otros, 1984, siendo de destacar las dimensiones de la fisura inicial adoptada, poco realistas por excesivamente grandes.

Elemento	Pared Lateral	Fondo de Depósito
Espesor	30 mm	24 mm
Tensión Máxima (Acción sísmica + Tensiones Residuales)	501 MPa	402 MPa
Oscilaciones de Tensión:		
Variación de contenido (1 ciclo semanal)	164 MPa	278 MPa
Presión del gas (2 ciclos diarios)	16 MPa	27 MPa
Fisura Inicial (Figuras 1 y 2)	a = 6,00 mm c = 50,00 mm	a = 6,00 mm c = 50,00 mm
Fisura a los 30 años de operación	a = 6,96 mm c = 50,09 mm	a = 6,35 mm c = 50,24 mm
Coefficiente de seguridad frente a la fractura frágil (K_{IC}/K_I)	1,5	2,0

5. BIBLIOGRAFIA

PRIMERA PARTE

— Bruggeling, A.S.G., "Concrete Storage Vessels", Research Report, Delft University of Technology, (1979).

— Corres, H., Planas, J. y Elices, M., "Comportamiento del hormigón pretensado sometido a ciclos térmicos desde temperatura ambiente hasta -165°C", Hormigón y Acero, n° 154, pp. 219-227, (1985).

— Corres, H., Planas, J., Elices, M., Buttice, M. y Chueca, R., "Comportamiento de barras corrugadas de acero de armar a bajas temperaturas", Hormigón y Acero, n° 153, pp. 95-112, (1984).

— Elices, M., "Prestressed Cryogenic Concrete. A Review of Testing in Spain", 1st. Int. Conf. Cryogenic Concrete, Newcastle, (1981).

— Elices, M., "Comportamiento del hormigón a muy bajas temperaturas", Informes de la Construcción, n° 332, pp. 5-20, (1981).

Elices, M., "Fracture of Steels for Reinforcing and Prestressing Concrete", in Fracture Mechanics of Concrete, Sih and Di Tommaso Eds., Martinus Nijhoff Publishers, The Hague, pp. 226-271, (1985).

Elices, M. y Lancha, A.M., En vías de publicación, (1987).

— Elices, M. y Planas, J., "Measurement of Tensile Strength of Concrete at very Low Temperatu-

res", ACI Journal, Vol. 79, pp. 195-200, (1982).

— Elices, M., Corres, H. y Planas, J., "Behaviour at Cryogenic Temperatures of Steel for Reinforcement", ACI Journal, Vol. 83, n° 3, pp. 405-411, (1986).

— Elices, M., Planas, J. y Corres, H., "Thermal Deformation of Loaded Concrete at Low Temperatures, 2: Transverse Deformation", Cement and Concrete Research, Vol. 16, pp. 741-748, (1986).

— Elices, M., Planas, J. y Maturana, P., "Fracture of Concrete at Cryogenic Temperatures", Int. Cong. on Fracture of Concrete and Rock, Houston, Texas, Accepted for publication, June, (1987).

— Elices, M., Rostasy, F.S. y Faas, W.M., "Cryogenic Behaviour of Materials for Prestressed Concrete. State of Art Report", FIP Ed., Wexham Springs, pp. 111, (1981).

— Elices, M., Sánchez Gálvez, V., Planas, J. y Mestre, A., "Comportamiento del hormigón pretensado a temperaturas criogénicas", Hormigón y Acero, n° 143, pp. 73-90, (1982).

— Elices, M., Planas, J., Caballero, L., Morera, J.M., Sánchez Gálvez, V., Mestre, A., Astiz, M.A. y Valiente, A., "Comportamiento a la temperatura del GNL de un sistema tendón-anclaje postesado a 165 T", Hormigón y Acero, n° 130, 131, 132, pp. 85-93, (1979).

— Planas, J., Corres, H., Elices, M. y Chueca, R., "Thermal Deformation of Loaded Concrete during

Thermal Cycles from 20°C to -165°C", *Cement and Concrete Research*, Vol. 14, pp. 639-644, (1984).

- Planas, J., Corres, H., Elices, M. y Chueca, R., "Comportamiento de sistemas de pretensado a temperaturas criogénicas", *Hormigón y Acero*, n° 155, pp. 55-70, (1985).

- Planas, J., Corres, H., Elices, M. y Chueca, R., "Behaviour of Prestressing Systems at Cryogenic Temperatures", *FIP Notes*, n° 1, pp. 3-8, (1986).

Planas, J., Corres, H., Elices, M., Sánchez-Gálvez, V., "Tensile Tests of Steel at low Temperatures, Problems due to Non-Uniformity in Temperature Distribution along the Specimen", *Proc. 2nd. Int. Conf. on Cryogenic Concrete*, Amsterdam, Vol. III, pp. 10, (1983).

- Planas, J., Elices, M. Sánchez Gálvez, V. y Mestre, A., "Propiedades mecánicas a temperaturas criogénicas del acero de pretensado", *Hormigón y Acero*, n° 126, pp. 89-99, (1978).

- Planas, J., Corres, H., Chueca, R., Elices, M. y Sánchez-Gálvez, V., "Influence of Load on Thermal Deformation of Concrete During Cooling Down", *Proc. 2nd. Int. Conf. on Cryogenic Concrete*, Amsterdam, Vol. II, pp. 10, (1983).

- Rostasy, F.S., "Behaviour of the Tendon-Anchorage Assembly at Low Temperatures", *FIP Int. Congress*, Stockholm, (1982).

- Rostasy, F.S., Henning, W., "Strength and Ductility of Post-tensioning Systems for Cryogenic Application", *Proc. 2nd. Int. Conf. on Cryogenic Concrete*, Amsterdam, (1983).

Valiente, A., Mestre, A., Planas, J. y Elices, M., "Fracture at Low Temperatures of Steels for Concrete Reinforcement", *Proc. 2nd. Int. Conf. on Cryogenic Concrete*, Amsterdam, Vol. 1, pp. 10, (1983).

SEGUNDA PARTE

- Elices, M., "Mecánica de la Fractura", *Escuela de Ingenieros de Caminos*, (1984).

- Inai, J. et al, "Safety Evaluation of LNG Storage Tanks of 9 por 100 Ni Steel Based on Fracture Analysis", *Proceedings Transport and Storage of LPG and LNG*, Brujas, (1984).

- Kaufman, J.G. et al, "Fracture Mechanics Aspects of the Structural Integrity Technology of Spherical Aluminum Containment Vessel for LNG Tankers", *Journal of Engineering Materials and Technology*, Vol. 102, p. 303-314, julio, (1980).

- Norma ASTM E399-81, "Standard Test Method for Plane Strain Fracture Toughness of Metallic Materials".

- Norma ASTM E813-81, "Standard Test Method for J_{IC} , a Measure of Fracture Toughness".

- Norma BS 5447:1977, "Methods of Test for Plane Strain Fracture Toughness (K_{IC}) of Metallic Materials".

Norma BS 5762:1979, "Methods for Crack Opening Displacement (COD) Testing".

- Sih, G.C., "Handbook of Stress-Intensity Factors for Researchers and Engineers", *Lehigh University*, Bethlehem, Pa, (1973).

- Tada, H., Paris, P., Irwin, G.R., "Stress Analysis of Cracks Handbook", *Del Research Corporation*, Hellertown, Pa, (1973).

- Tenge, P. y Solli, O., "Application of Fracture Mechanics for Design and Construction of Liquid Natural Gas Tanks in Ships", *American Society for Metals*, (1977).

RESUMEN

En esta comunicación se discuten las posibilidades que ofrece el hormigón pretensado para la construcción de depósitos para el almacenamiento de líquidos a muy bajas temperaturas. Asimismo, se estudian las particularidades que hay que considerar en el diseño de componentes metálicos para estos depósitos.

Se destaca la adecuación y efectividad de utilizar métodos de ensayo para seleccionar y controlar los materiales que hayan de utilizarse en la fabricación de los hornigones destinados a la construcción de estructuras sometidas a bajas temperaturas. La expansión térmica del hornigón bajo carga, la medición del alargamiento de los tendones de acero a baja temperatura, la influencia de las entalladuras en los tendones y la determinación de las características y comportamiento de los sistemas de anclaje son, entre otros, algunos de los ensayos que se analizan en este trabajo.

SUMMARY

The paper discusses the possibilities offered by prestressed concrete as a construction material in making tanks for storage of liquids at very low temperature. Particular design conditions for metallic members of the tanks are also considered.

Emphasis is made on the relevance of actual testing procedures to select and control materials for low temperature prestressed concrete. Thermal expansion of concrete under load, measurement of elongation of steel tendons at low temperature, significance of notches on steel tendons and toughness of anchorages are, among others, some of the analyzed tests.

Nave para Construcciones Aeronáuticas en Getafe (Madrid)

José Luis Lleyda
Ingeniero de Caminos
ALVI, S.A.

A finales del año 1985, la empresa C.A.S.A. planteó la ejecución urgente de una nave-hangar destinada a laboratorio especial para ensayos de cargas estáticas y dinámicas en estructuras de todo tipo de aviones.

La anchura libre necesaria era de 50,00 m, con una altura libre superior a 15,00 m y longitud de 72,00 m, debiendo estar prevista la instalación de un puente-grúa de la anchura total de la nave, con capacidad útil en gancho de 10 toneladas.

Tras varias soluciones planteadas se llegó finalmente a una estructura isostática que cumplía perfectamente las condiciones exigidas y competía económicamente con las soluciones metálicas, llevando inherentes las ventajas de bajo mantenimiento, mejor protección contra el fuego, facilidad de instalación de servicios, extraordinaria rapidez de ejecución, etc.

Las características definitivas de la nave proyectada y construida quedaron así:

– Dimensiones exteriores en planta: 51,00 x 75,00 m.

– Altura libre bajo vigas principales: $\geq 15,00$ m.

– Intereje de las vigas principales: 9,00 m.

Cubierta en dientes de sierra formados por pilares de hormigón armado de altura variable fijados sobre las vigas principales.

Puerta deslizante plegable de 50,00 m en uno de los frentes de la nave. La estructura soporte de los carriles superiores se fija a una viga de la cubierta.

La totalidad de la estructura y las fachadas de la nave fueron realizadas con elementos prefabricados de hormigón armado y pretensado con dimensiones y pesos poco frecuentes. Todos los elementos han sido elaborados en una factoría situada en San Fernando de Henares y posteriormente transportados una distancia de ~ 50 km y montados en obra. El plazo total de montaje fue de 2 meses.

Los pilares, en hormigón armado, tienen una al-

tura variable entre 15,00 y 17,00 m, con sección en I (1,00 x 0,80 m) y peso máximo de 22 toneladas. Están preparados para recibir las cargas de la cubierta, empujes del viento y reacciones de un puente-grúa de 10 t de carga útil en gancho, de 48 m de luz entre carriles. Soportan también los esfuerzos ocasionados por las deformaciones reológicas de la viga carril y viga de atado de coronación que no disponen de juntas de dilatación en 72 m de longitud. La unión a las zapatas de cimentación se hizo conectando una armadura saliente en la base del pilar con unas vainas de la zapata, rellenas con mortero sin retracción (fig. 1).

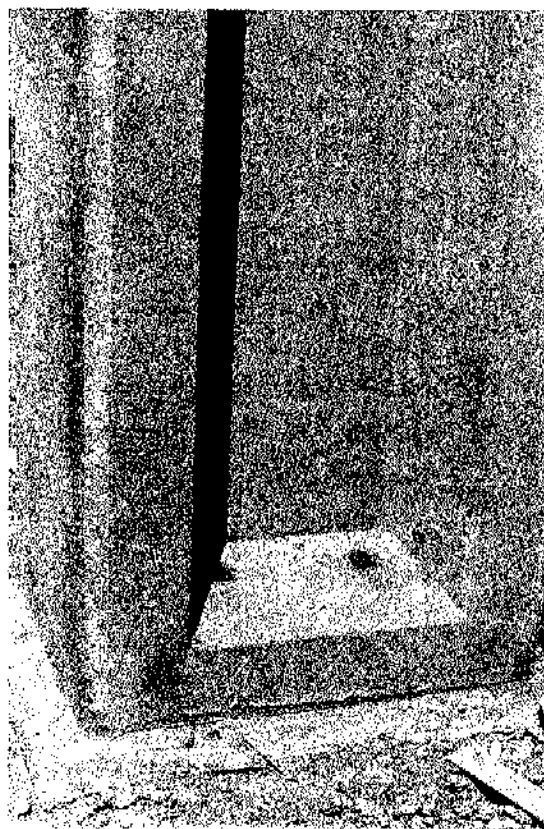


Fig. 1.

Las vigas-carril, de hormigón pretensado, tienen 9 m de longitud y se sujetan a los pilares mediante soldadura de chapas o perfiles anclados en el hormigón, creándose un carril continuo de 72 m sin junta de dilatación. Estas vigas se proyectaron con poca esbeltez ($0,70/9,00 = 1/12,85$) con objeto de mantener las contraflechas del pretensado dentro de límites aceptables. Sin embargo, al estar casi permanentemente en vacío, sin otra carga que su propio peso, se llegaron a alcanzar contraflechas de valores altos, lo que obligó a colocar el carril mediante "calces" que facilitasen una alineación recta, retacando con mortero u hormigón todo el espacio entre vigas y carril, creando un buen contacto entre ambos. Si se toman estas precauciones, la utilización de vigas pretensadas como vigas-carril es perfectamente válida puesto que las flechas bajo el paso del puente-grúa han resultado del orden de 1 cm.

A lo largo de las fachadas laterales se ha dispuesto una viga de hormigón armado que une los extremos superiores de todos los pilares, con una misión doble: Sujetar los paneles de la fachada ante la carga horizontal de viento y arriostrar lateralmente las vigas principales de la cubierta asegurando su estabilidad al vuelco lateral (figs. 2 y 3).



Fig. 3.

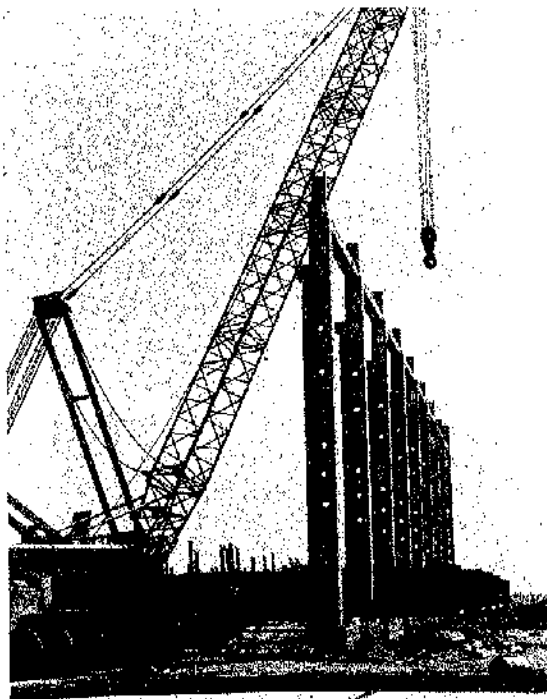


Fig. 2.

Las vigas principales de la cubierta, de hormigón pretensado con armaduras pretesas, son los elementos de mayor tamaño de la estructura. Con una longitud de 50,00 m y una sección I de 2,05 m de canto y 1,53 m de anchura del ala superior, alcanzaban las 95 t de peso. A pesar del tamaño y peso, el transporte de todas las vigas se realizó con ausencia total de incidentes, encontrándose la única dificultad en la propia obra ya que el terreno de la nave se encontraba deficientemente compactado lo que dificultaba el movimiento de los vehículos especiales y autogrúas. Una vez descargada la viga en obra lo más próxima posible a su emplazamiento definitivo, se procedió a fijar sobre ella los pilares de hormigón armado precisos para la formación de los dientes de sierra (fig. 4) mediante la soldadura de armadura saliente de la base del pilar a unos "enanos" dispuestos en la cabeza de la viga. Durante todo el montaje de la estructura se utilizó una grúa de 120 t que, gracias a su exceso de potencia en relación a las cargas que había que mover (~ 20 t), compensó las dificultades presentadas por el terreno del solar. Para la colocación de las vigas de la cubierta (> 100 t, incluidos los pilares) se reforzó el equipo existente con otra grúa de análogas características durante los 2 días que duró su montaje (fig. 5).

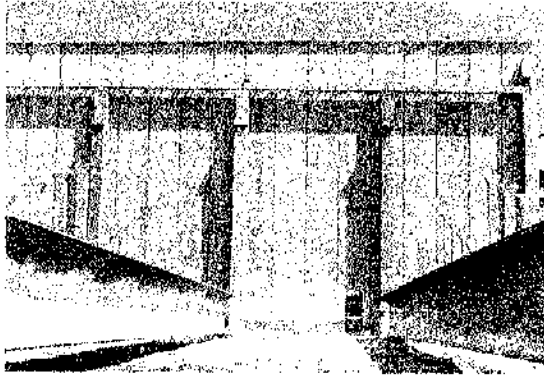


Fig. 4.

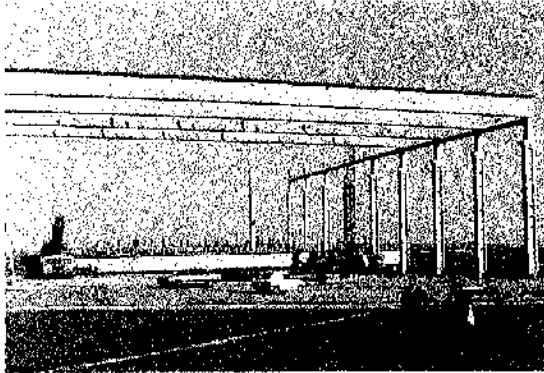


Fig. 5.

Las correas, de 9 m de longitud y 20 cm de canto, fueron fabricadas con máquina continua lo que contribuyó a la economía de la obra y proporcionaron ligereza a la estructura.

Las fachadas laterales y trasera están constituidas por paneles de hormigón armado de 17,60 m de longitud, apoyados sobre un zócalo de 40 cm alcanzando una altura de 18,00 m. Cada panel, de 2 m de anchura, provisto del aislamiento de una capa de 10 cm de espesor de arcilla expandida, está reforzado con 2 nervios de 50 cm de canto y pesa 18 t. El montaje, para poder efectuarse con una sola grúa, se realizó desde la posición del plano horizontal, suspendiendo el panel por el extremo superior con una pieza metálica especial que se acoplaba a la forma del extremo superior del panel. En el comienzo del izado, con una esbeltez de $\sim 1/35$ en hormigón armado, la deformación era muy importante, pero una vez colocada la pieza en posición vertical la flecha desaparecía por completo quedando el panel totalmente plano. Para la colocación de estas piezas se precisa un área de maniobras relativamente grande, tal como una franja de 10 m de ancho, paralela a la línea de fachada. En una de las fachadas no existía esta posibilidad en el exterior del solar por lo que fué preciso efectuar su colocación desde el interior, antes del montaje de la cubierta. Con ello se formó una pantalla exenta, de 72,00 x 18,00 m, que resistió perfectamente los fuertes vientos que en ocasiones sopla-

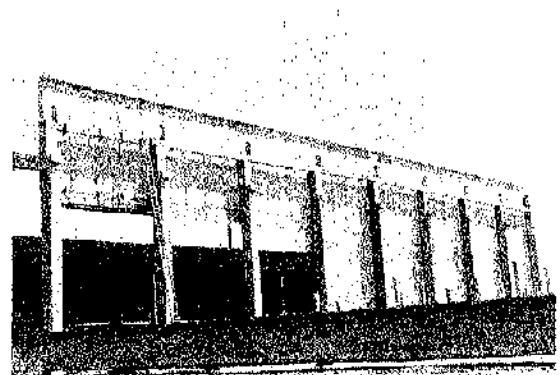


Fig. 6.

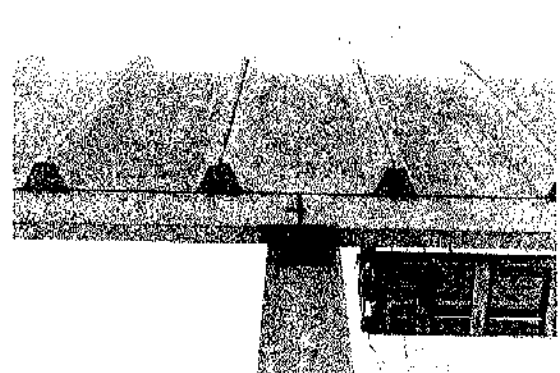


Fig. 7.

ron durante los días del montaje hasta la colocación de las vigas de cubierta (figs. 6 y 7).

Queremos resaltar, como resumen, que se ha conseguido con esta obra la introducción, con plenas garantías de competitividad, del hormigón armado y pretensado en el campo de las naves industriales de gran luz, tradicionalmente reservado al uso de elementos metálicos.

RESUMEN

Se describe una nave industrial diáfana, sin pilares intermedios, con medidas exteriores de 51,00 x 75,00 m en planta y $\geq 15,00$ m de altura bajo vigas principales, construida, incluso fachadas, con elementos prefabricados de hormigón armado y pretensado. Cubierta en diente de sierra. Plazo total de montaje: 2 meses.

SUMMARY

A description of a big span industrial building is made. The external dimension is 51,00 x 75,00 meters and there are not any intermediate internal supports. Free height: $\geq 15,00$ m.

It is a full prefabricated construction, including external facade concrete pannels, reinforced and prestressed structural elements, etc.

The period of precast erection has been two months for the whole work.



**JORNADAS
sobre
TECNICAS
DEL
HORMIGON
ARMADO
Y
PRETENSADO
EN
CENTRALES
NUCLEARES**

EDITADO POR:



**asociación técnica
española del pretensado**

Precio del ejemplar: 3.000 ptas.

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

- HUARTE, S.A.—HASA.— Oficina Técnica.— Avda. General Perón, 40 C - 4.º. 28020 Madrid.
- IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.— Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.— Referencia 8501. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).— Avda. de Burgos, 11. 28036 Madrid.
- IBERING, ESTUDIOS Y PROYECTOS, S.A.— Plaza Gala Placidia, 5-7. 08006 Barcelona.
- INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.— Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
- INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYPSA).— General Díaz Portier, 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.— Velázquez, 11 - 3.º izda. 28001 Madrid.
- INSTITUTO TECNICO DE CONTROL, ALICANTE 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).
- NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S.A.— Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).
- OBRAS Y CONSTRUCCIONES INDUSTRIALES, S.A. (OCISA).— Princesa, 3 - 7º. 28008 Madrid.
- PACADAR, S.A.— Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
- PRENSOLAND, S.A.— Calle Industria, s/n. 08529 Sant Martí de Centelles (Barcelona).
- 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).
- SERVICIO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS. - DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS.- MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO.— Paseo de la Castellana, 67. 28071 Madrid.
- SIKA, S.A.— Carretera Madrid-Irún, Km. 14,500. Polígono Industrial. 28100 Alcobendas (Madrid).
- SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA BBR (S.A.E. BBR).— Avda. General Perón, 36. 28020 Madrid.
- SOCIEDAD ESPAÑOLA DE ESTUDIOS PARA LA COMUNICACION FIJA A TRAVES DEL ESTRECHO DE GIBRALTAR, S.A. (SECEGSA).— Estébanez Calderón, 3 - 1º A. 28020 Madrid.
- TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).— Velázquez, 105. 28006 Madrid.
- TREFILERIAS DEL NORTE, S.A.— Carretera de Zorroza a Castrejana, 150. Apartado 590. 48080 Bilbao.
- 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**