hormigón

y ACERO

nº 162

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO.

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO (C.S.I.C.)

APARTADO 19.002. COSTILLARES. CHAMARTIN.

28080 MADRID

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

ACEROS Y TECNOLOGIA PARA LA CONSTRUCCION, S.A. (ATECSA).— P° 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.— P° 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.
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.— Avda. de América, 24. 28028 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)

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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

SERVICIO DE ESTUDIOS
ESPECIALES

hormigón y acero

n.º 162

1.er trimestre 1987

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" (personas naturales)	4.500,– ptas.	40,– 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 - COSTILLARES - CHAMARTIN - 28080 MADRID

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

**Comité de Redacción
de la Revista
Hormigón y Acero**

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
MANTEROLA, Javier
MARIA TOME, Javier
MURCIA, Juan
PIÑEIRO, Rafael
POZO VINDEL, Florencio J. del
ROMERO, Rafael
SANCHEZ CASTRO, Carlos
SANCHEZ GALVEZ, Vicente
SIEGRIST, Carlos

hormigón y acero

N. 162

índice

Pág.

Informe resumido sobre las principales actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado, durante el año 1986 9
Compte rendue des activités de l'Association Technique Espagnole de la Précontrainte, au cours de 1986.
Short report on the activities of the Spanish Technical Association for Prestressing during 1986.
R. Piñeiro.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

457-2-32 **Pandeo lateral de vigas con distorsión . . .** **19**
Déversément lateral des poutres avec distorsión.
Lateral distorsional buckling of beams.
J.M. Sancho Aznal y J. Ortiz Herrera.

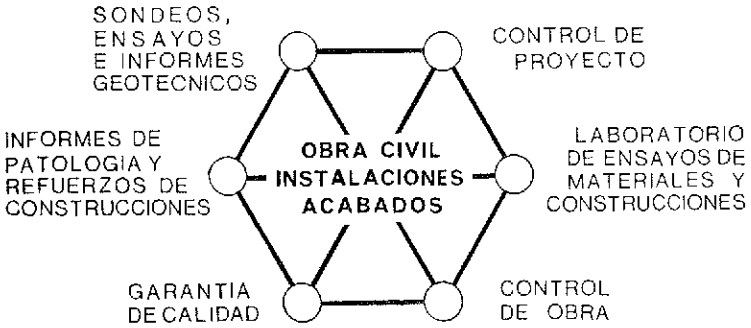
457-8-111 **Resultados y conclusiones de las pruebas efectuadas en el paso superior de Alfonso X, en el Cinturón de Ronda de Barcelona: Una fuente de enseñanza . . . . . .** **33**
Résultats et conclusions des épreuves efectuées dans le passage superieur d'Alphonse le X, dans le Ceinture de Ronde de Barcelona. Une source d'ennseignements.
Results and conclusions of the researchs carry out on the Alphonso X flyover in the Round Belt of Barcelona: A teaching source.
A.C. Aparicio y J.R. Casas.

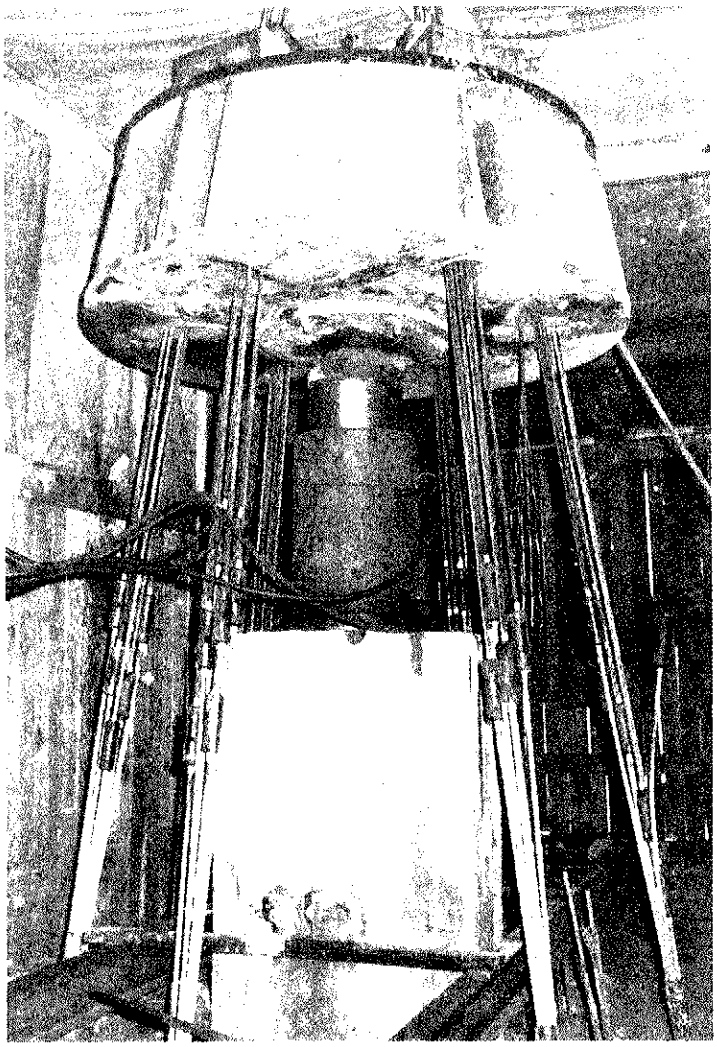
591-2-193 **Análisis de la estructura del puente de Fernando Reig sobre el río Barxell, en Alcoy . . . . . .** **147**
Analyse de la structure du pont "Fernando Reig" sur la rivière Barxell, à la ville d'Alcoy.
Analysis of the structure of the "Fernando Reig" bridge over the Barxell river at Alcoy City.
J.A. Fernández Orodñex; J. Martínez Calzón; F. Millanes Mato; A. Ortiz Bonet, y J. Marco Ventura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES





Prueba de carga de un pilote.

MADRID

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

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

BARCELONA

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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).
ASOCIACIO ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.—Barcelona.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.—Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, 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 CANARIAS. Departamento de Laboratorios.— Santa Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MADRID. Biblioteca.—Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.—Bilbao.
COMERCIAL Y COLOCADORA DE TEXSA, S.A.— Barcelona.
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL GUADALQUIVIR. Biblioteca.—Sevilla.
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.
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 INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL.—Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA MINERA. Biblioteca.— León.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA OBRAS PUBLICAS.—Burgos.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE MANRESA.—Manresa (Barcelona).
EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
EXCELENTISIMA DIPUTACION DE SALAMANCA.—Salamanca.
EXCELENTISIMO AYUNTAMIENTO DE GRANADA. Area de Obras Públicas e Infraestructura.—Granada.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.–Tarrasa (Barcelona).
INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.–Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO (IRYDA).–Madrid.
J. CASTRO MATELO, S.A.–Sigueiro (La Coruña).
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.–Consejería de Obras Públicas y Ordenación Territorial. Servicio Tecnología e Información.–Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.–Servicio de Obras Públicas.–Avila.
JUNTA DEL PUERTO DE VILLAGARCIA DE AROSA.–Villagarcía de Arosa (Pontevedra).
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.–Santa Cruz de Tenerife.
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 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.
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 HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE).–Valladolid.
PREFABRICADOS POUSA, S.A.–Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. (HORTE).–Valladolid.
RUBIERA, S.A.–León.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.–Barcelona.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.–Madrid.
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE AUTOMOVILES DE TURISMO (SEAT). Biblioteca.–Barcelona.
SPANDECK CATALANA, S.A.–Barcelona.
SUMMA, S.A.–Manresa (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. (TYPSA).–Madrid.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.–Valencia.
VIGUETAS MUBEMI.–Torrente (Valencia).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

EXTRANJERO

ASSOCIAÇAO 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 DE CHILE. Dirección de Bibliotecas.—Santiago de Chile (Chile).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU. Biblioteca Central.—Lima (Perú).
SARET P.P.B. Cadre Tecnique.—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 CENTRAL DE VENEZUELA.—Facultad de Ingeniería.Biblioteca. Caracas (Venezuela).
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.

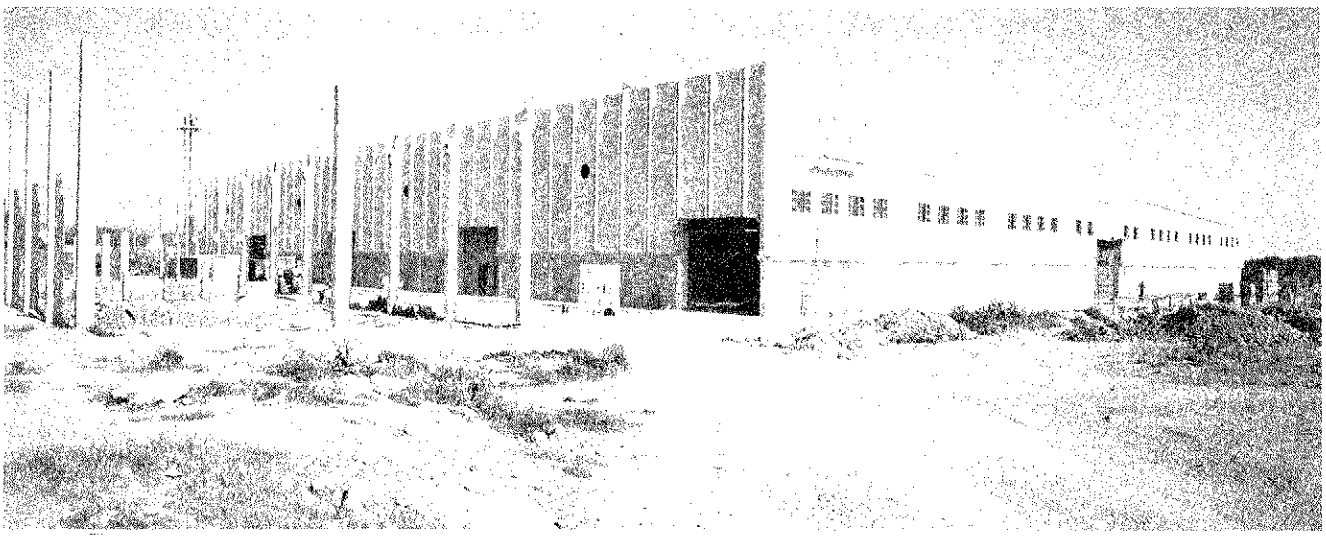
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

PUENTES - 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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Informe resumido sobre las principales actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado, durante el año 1986

R. Piñeiro
Secretario de la A.T.E.P.

De acuerdo con las normas establecidas, se abre este primer número de nuestra Revista, correspondiente a 1987, con una muy breve reseña de las principales actividades desarrolladas por la ATEP durante el año 1986.

Aunque nuestros antiguos Asociados conocen ya de sobra, puesto que todos los años tenemos que repertirlo, el objetivo perseguido con estos resúmenes que anualmente publicamos, para conocimiento de los últimamente incorporados a la Asociación hemos de aclarar que de lo que se trata es de dejar constancia de las actuaciones más destacadas llevadas a cabo por la ATEP durante los últimos doce meses, con el fín de que, de este modo, con los datos que en estos resúmenes anuales se incluyen, en cualquier momento se puedan reconstruir, a grandes rasgos, los hechos fundamentales de la ya muy larga historia de la Asociación, que inició sus actividades en 1949.

Y, como siempre también, antes de iniciar la enumeración ordenada de la labor desarrollada por la ATEP durante el pasado año, dentro de lo que constituye su programa normal de actividades, haremos unos breves comentarios generales sobre ciertos acontecimientos que creemos merecen ser destacados por su interés.

En el resumen incluído en el n° 158 de "Hormigón y Acero" correspondiente al primer trimestre de 1986, ya dimos cuenta de la firma del Convenio que regula la vinculación, las colaboraciones y las prestaciones mútuas existentes entre la ATEP y el Consejo Superior de Investigaciones Científicas, a través del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En relación con este hecho, fundamental en todos sus aspectos para la buena marcha de la Asociación, queremos añadir ahora que, durante el último año, ha quedado ya constituída la Comisión Mixta C.S.I.C.–A.T.E.P. encargada del seguimiento de las actividades previstas en el citado Convenio. La conclusión general obtenida por dicha Comisión sobre el estado actual de las relaciones existentes entre ambas Entidades ha sido totalmente satisfactoria; y ha hecho constar su deseo de que la actual colaboración prosiga y, si es posible, se intensifique en el futuro, con el convencimiento de que ello redundará en indudable beneficio para las dos partes implicadas en el Convenio.

Deseamos también hacer constar, en este comentario inicial, nuestra satisfacción por los éxitos conseguidos durante el pasado año por dos de nuestros más ilustres y queridos amigos, Miembros destacados de la ATEP. Con ocasión de los Actos Académicos celebrados por la Universidad el día de la festividad de Sto. Tomás de Aquino, le fué impuesta la Medalla de Oro de la Universidad a D. José Antonio Torroja, actual Vicepresidente de nuestra Asociación. También le ha sido concedida otra Medalla a D. Alfredo Páez, actualmente Miembro de la Junta de Gobierno de la ATEP. Por otra parte, D. José Antonio Torroja ha sido reelegido Director de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de Madrid.

Para ambos, nuestra más cordial y sincera enhorabuena.

Y pasamos ya a la enumeración ordenada de lo más destacado de la labor de la ATEP durante 1986.

1. REUNIONES PUBLICAS ORGANIZADAS POR LA ATEP, EN COLABORACION CON EL I.E.T. DEL C.S.I.C.

Se han celebrado dos reuniones. La primera tuvo lugar el día 14 de abril y, en ella, D. Antonio González Serrano pronunció una interesante conferencia con el título "Utilización del hormigón inyectado, en reparaciones. Hormigones inyectados bajo el mar y su aplicación a obras portuarias y cimentaciones de puentes". Los numerosos asistentes al Acto siguieron atentamente la intervención del Sr. González Serrano, que fue ilustrada con la proyección de diapositivas. Al final se desarrollo un animado coloquio durante el cual el conferenciante tuvo ocasión de concretar algunos detalles sobre las particularidades que presenta la utilización de estos hormigones. Fue muy felicitado por su brillante actuación.

D. Antonio González Serrano

D. Angel C. Aparicio

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La segunda se celebró el 20 de noviembre. D. Angel C. Aparicio en una muy bien preparada y perfectamente documentada conferencia titulada "Pruebas experimentales realizadas en el viaducto Alfonso X del Primer Cinturón de Ronda de Barcelona: Una fuente de enseñanza" comentó ampliamente todo el proceso experimental desarrollado sobre el citado viaducto, aprovechando la circunstancia de que iba a ser demolido por razones urbanísticas. Pocas veces se presenta una coyuntura de este tipo y la excepcional oportunidad fue magníficamente aprovechada para obtener una serie de datos y enseñanzas del más alto interés. En este mismo número de "Hormigón y Acero" se reproduce el texto de esta conferencia que estamos seguros que nuestros lectores habrán de encontrar realmente interesante. Al final de la intervención del Sr. Aparicio se entabló un animado coloquio. El conferenciante fue muy justa y calurosamente felicitado.

Consideramos obligado reiterar nuestro sincero agradecimiento, por su valiosísima y desinteresada colaboración, a cuantos hacen posible la celebración de estas reuniones, gracias a las cuales mantenemos el contacto personal con nuestros Asociados, facilitándoles la más actual información sobre temas relacionados con la técnica del pretensado y sobre las últimas novedades que, en este campo, van apareciendo.

2. PUBLICACIONES

Para la debida información de todos nuestros Asociados, a continuación se reproducen los Indices de los cuatro números (158, 159, 160 y 161) de nuestra Revista "Hormigón y Acero" publicados durante el pasado año 1986.

Número 158.–Primer trimestre de 1986

– "Informe resumido sobre las principales actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1985". R. Piñeiro.

Comunicaciones correspondientes a la XI^{a} Asamblea:

– "Pueste de Galiana, sobre el Tajo, en Toledo". J. Manterola y L. Fernández Troyano.

– "Puentes ligeros, en el Alt Urgell, sobre el río Segre". L. Fernández Troyano, J. Manterola y M.A. Astiz.

– "Tres obras empujadas. Acueducto de los Monegros. Puente de Tula, Puente de Atoyac". J. Manterola y L. Fernández Troyano.

– "Los puentes del enlace Burgos-Sur en la conexión de la CN-1 con la A-1". I. Granell y J.I. González Esteban.

– "Tres puentes pretensados". M. Juliá.

– "Puentes empujados en Korea". R. Martí.

– "Puentes atirantados y anclajes para ciclos de gran amplitud de carga". J.B. Ripoll.

– "Pasarela atirantada de Alfonso Molina, en La Coruña". F. da Cunha.

– "Toma de agua en la Central Térmica Ras Djinet". L. García de Miguel.

– "Recientes ejemplos de utilización del hormigón pretensado en diferentes tipos de construcciones". J.Rui-Wamba.

(Con esta Comunicación se conluye la publicación de las que fueron presentadas en la XI^{a} Asamblea Técnica Nacional de la ATEP).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

– "Propuesta de norma para ensayos de fatiga de armaduras activas y pasivas". A. Fernández Canteli; V. Esslinger y J. Belzunce.

Número 159.–Segundo trimestre de 1986

– "Puentes en viga cajón. Estado tensional en el nudo pila-dintel". L. Carrillo.

– "Análisis, mediante elementos finitos, de tableros nervados de hormigón armado. Estudio del ancho eficaz en secciones en T". J. Miquel y A.R. Marí.

– "Obtención de funciones de forma analíticas para la lámina troncocónica con flexión axisimétrica y material ortótropo". F.J. Bonet.

– "Extensión de la fórmula de Merchant-Rankine para las estructuras metálicas planas, traslacionales, de retícula no ortogonal". J. Ortíz y A. Mas-Guindal.

– "En torno del análisis lineal de estructuras de hormigón pretensado". J. Murcia.

– "Métodos numéricos de cálculo dinámico de autovalores y autovectores en las vibraciones mecánicas de elementos resistentes". M. Vieco.

– "Comparación de diversos sistemas de cálculo de las longitudes de anclaje de barras de acero corrugadas, en hormigón". F. Rodríguez López y J. Fernández Gómez.

– "Esfuerzo rasante en piezas compuestas". J.J. Vallés.

Número 160.–Tercer trimestre de 1986

– "Formulación simple de la superficie resistente última del hormigón, a partir de un modelo pentaparamétrico". M. Martínez Lafuente.

– "Evaluación de deformaciones en forjados para viviendas. Relaciones canto/luz que satisfacen las limitaciones de flecha especificadas por la E.H.–82". L. Villegas.

– "Límites de esbeltez para soportes de hormigón armado: 1.–Límite de esbeltez inferior". O. Río y F. Morán.

– "Dimensionamiento en teoría de segundo orden de soportes esbeltos, de sección constante, de hormigón armado, en flexo-compresión esviada". A. Aires y F. Morán.

– "Excentricidad ficticia e*. Fórmulas simplificadas para el dimensionamiento de soportes esbeltos de hormigón armado". H. Corres; B. Alsaadi y F. J. León.

– "Un criterio local para determinar el límite de validez del esquema rebajado en las estructuras de membrana. Aplicación al paraboloide hipérbolico y a las velarias paraboidal y singular parabólica". R. Cortell.

– "Un modelo incremental para el comportamiento instantáneo y diferido no lineal del hormigón bajo tensiones uniaxiales". I. Carol y J. Murcia.

– "Análisis paso a paso en el tiempo, de estructuras reticulares, planas, de hormigón armado". I. Carol y J. Murcia.

– "El problema de la transmisibilidad en las vibraciones mecánicas: la medición de las vibraciones". M. Vieco.

– "Aplicación del método de la matriz de flexibilidad a la determinación de las frecuencias angulares naturales en las vibraciones mecánicas de sistemas multigrados". M. Vieco.

– "Esfuerzo rasante en piezas compuestas. II". J. J. Vallés.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Número 161.–Cuarto trimestre de 1986

- "Condiciones ambientales de contorno en el estado térmico de tableros de puente". P. Serrano y J. Cruces.
- "Simulación del comportamiento térmico de tableros de puente". P. Serrano y J. Cruces.
- "Límites de esbeltez de soportes esbeltos de hormigón armado". H. Corres; B. Alsaadi y F.J. León.
- "Estudio de la capacidad resistente de secciones de hormigón armado en flexión simple con armadura de compresión no necesaria pero existente". J. Fernández Gómez y F. Rodríguez López.
- "Propuesta de un método aproximado para el cálculo de pórticos traslacionales de hormigón armado". J.P. Gutierrez y A. Recuero.
- "Comentarios al cálculo de tubos de hormigón armado con camisa de chapa". F. J. Galán. PRINCIPIO - 13
- "Reflexiones sobre ensayos de fluencia en probetas de hormigón". A. Aguado; A. Alcayde; J. M. Velasco, y A. Vives.
- "Puente Fernando Reig sobre el río Barxell, en Alcoy". J.A. Fernández Ordoñez; J. Martínez Calzón; F. Millanes; A. Ortiz y J. Marco.

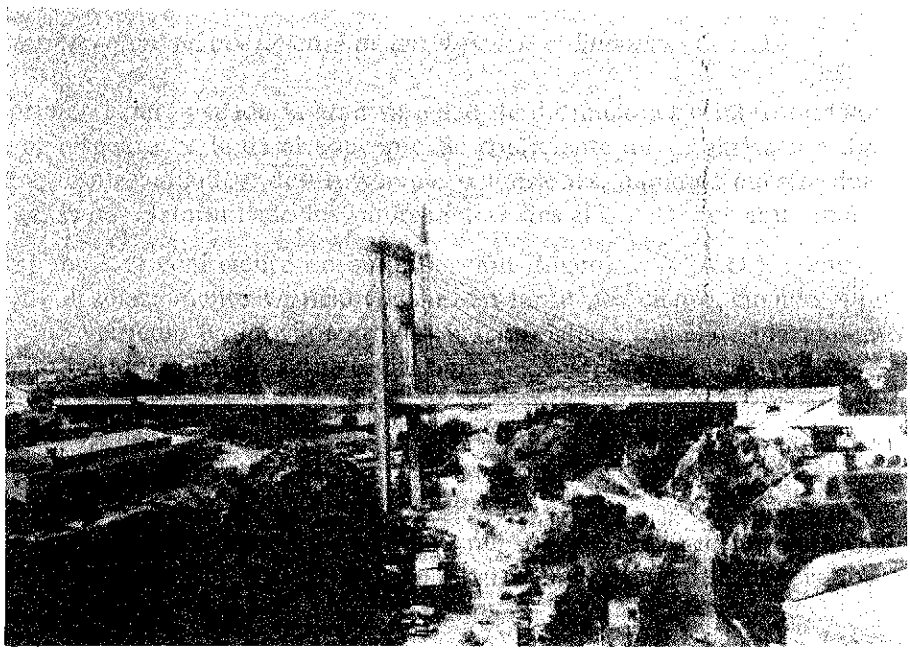
Como se ve, según ya se había anunciado, el primer número del año aparece todavía dedicado a la publicación de las Comunicaciones que fueron presentadas en nuestra XI[a] Asamblea Técnica Nacional celebrada, en Santander, en setiembre de 1984. En total, han sido 68 Comunicaciones las publicadas. No se han podido incluir otras tres, que figuraban también en el programa de la Asamblea, a causa de que sus Autores, por diversas circunstancias, no nos han facilitado los correspondientes textos. El resto de los números de "Hormigón y Acero" correspondientes al 86, han vuelto a dedicarse a la difusión de los artículos originales que con tal fín nos envían nuestros Asociados, para los cuales, como tantas veces hemos repetido, están siempre abiertas las páginas de la Revista, esperando sus colaboraciones.

Algunos Miembros de la ATEP han sugerido la conveniencia de que, en "Hormigón y Acero", aparezca un mayor número de trabajos de carácter práctico, de aplicación directa en el desarrollo de las actividades a que vienen dedicándose, y que se incluyan comentarios sobre nuevos métodos de ejecución, nuevas obras construídas, etc. Se ha procurado satisfacer estos deseos y así, últimamente, en nuestra Revista figuran ya más artículos de este género. No obstante, como fácil es comprender, el poder atender las sugerencias formuladas depende fundamentalmente de nuestros colaboradores, del tipo de artículos que nos faciliten. Por ello, desde aquí hacemos una llamada a todos ellos para que tengan en cuenta, en el momento de preparar sus trabajos, la petición que se nos ha hecho.

Es preciso recordar también que en todos los trabajos que se envíen para su publicación debe figurar el título en castellano, francés e inglés, y llevar además un breve resumen en los mismos tres idiomas. El cumplimiento de estos requisitos se hace imprescindible para satisfacer la solicitud que se nos ha formulado, con el objeto de que puedan ser incluídas las oportunas referencias bibliográficas en los "Abstracts" que se editan en diferentes países. Esperamos vuestra colaboración.

Dentro de este apartado queremos asimismo comentar que la publicación especial en la que se recogen los Indices cronológico, por Autores y por temas, de todos los trabajos publi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Panorámica general del puente Fernando Reig, sobre el río Barxell, en Alcoy

cados en "Hormigón y Acero" durante sus primeros treinta y cinco años, es decir, hasta el año 1983 inclusive, se encuentra en estos momentos prácticamente concluída y en fecha inmediata será puesta a la venta.

Se sigue trabajando en el nuevo Manual de la ATEP dedicado al tema de la conservación de puentes. El Grupo de Trabajo al que se ha encomendado la redacción de este Manual y en el que colaboran 12 de nuestros Asociados, ha celebrado seis reuniones durante el pasado año y tiene bastante avanzada su labor. Pero dada la complejidad del tema, la marcha de los trabajos necesariamente es lenta y aún falta bastante para su finalización.

3. DISTRIBUCION DE LIBROS DE LA F.I.P.

Una de las actividades que estatutariamente tiene asignadas la ATEP es la distribución entre sus Asociados de las publicaciones que edita la Federación Internacional del Pretensado y que, con carácter de exclusividad y a precios especiales, ofrece a los diversos Grupos Nacionales a ella afiliados.

Durante 1984 y 1985 no nos fue posible ofrecer a nuestros Miembros este servicio, debido principalmente a los cambios que se han producido en la Entidad con la que la FIP tiene contratadas la edición y distribución de sus publicaciones.

Superadas estas dificultades, el pasado año 1986 pudimos ya reanudar esta actividad, que continúa siendo muy favorablemente acogida, como lo demuestra el hecho de que se hayan repartido 188 ejemplares, con arreglo al detalle que a continuación se indica:

- 8 ejemplares de "Concrete Construction in Hot Weather".
- 11 ejemplares de "Corrosion and Corrosion Protection of Prestressed Ground Anchorages".
- 18 ejemplares de "Corrosion Protection of Unbonded Tendons".
- 21 ejemplares de "Design and Construction of Concrete Sea Structures".

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

- 17 ejemplares de "Design of Multy-Storey Precast Concrete Structures".
- 13 ejemplares de "Design and Construction of Concrete Ships".
- 27 ejemplares de "Inspection and Maintenance of Reinforced and Prestressed Concrete Structures".
- 32 ejemplares de "Practical Design of Reinforced and Prestressed Concrete Structures".
- 12 ejemplares de "Precast Concrete Piles".
- 10 ejemplares de "Prefabricated Thin-Walled Concrete Units".

19 ejemplares de "Quality Assurance and Quality Control for Post-Tensioned Concrete Structures".

4. OTRAS ACTIVIDADES

De acuerdo con lo dispuesto en sus Estatutos, nuestra Asociación continúa su activa colaboración con diversos Organismos y Entidades, tanto nacionales como extranjeras, en trabajos relacionados con la técnica del pretensado. Entre estas colaboraciones destacaremos, por su importancia, las siguientes:

En el campo internacional, la ATEP sigue participando en los trabajos y decisiones de los diversos Organos de Dirección de la FIP, y en sus Comisiones Técnicas, en donde está representada por varios de sus Miembros, especialistas en los temas de los cuales dichas Comisiones se ocupan.

El pasado año se celebró en Nueva Delhi (India) el X Congreso Internacional de la FIP, al que también asistieron algunos Miembros de la ATEP.

En los correspondientes números de "Hormigón y Acero" se han publicado reseñas de los principales temas tratados en este Congreso y de lo acordado en las reuniones del Consejo de la FIP y de algunas de sus Comisiones.

En el ámbito nacional deben mencionarse, entre otras, las siguientes actividades:

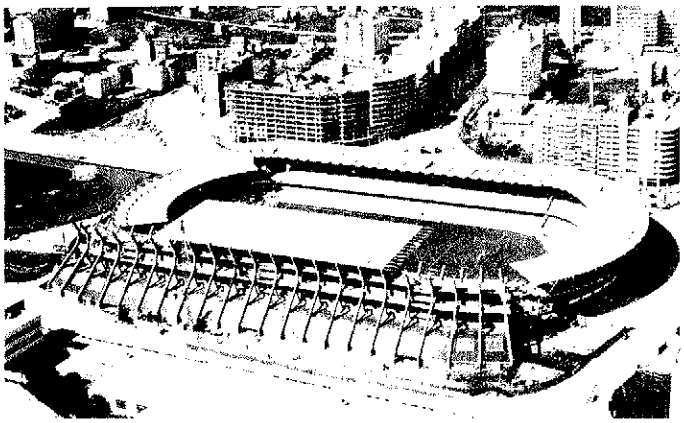
El Grupo de Trabajo constituido por representantes de diversos Organismos, Entidades y Empresas interesadas en el tema, al que se ha encomendado la preparación del borrador de la normativa que ha de editar el Ministerio de Industria y Energía para la homologación y control de los anclajes y sistemas de pretensado, lleva su labor muy avanzada y se confía en que pueda quedar terminada dentro del primer trimestre de 1987.

Se continúa colaborando con la Comisión Permanente del Hormigón, del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo: en los Grupos de Trabajo que se encargan de la revisión, redacción y actualización de las diferentes Normas UNE relativas a los aceros y sus métodos de ensayo, y en la Comisión del Sello de Conformidad CIETAN para viguetas de hormigón, homologado por el MOPU.

También sigue su labor el Subgrupo de Trabajo constituído en la ATEP para preparar las Normas que deben cumplirse en la utilización de los sistemas de pretensado en centrales nucleares. Como ya se comentó en el "Resumen de Actividades" correspondiente al año 85, este subgrupo es uno de los que integran el Grupo de Trabajo que, por acuerdo de la Comisión Permanente del Hormigón, está encargado de preparar las normas relativas a "Hormigones en Centrales Nucleares", para su incorporación a las Instrucciones vigentes, de cuyo campo de aplicación, hasta el momento, se encuentran excluídas, dadas su particulares características, las estructuras para centrales nucleares.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Por otra parte, hemos de señalar que se continúa la programación de las actuaciones que se consideran más adecuadas para promocionar y difundir la técnica del pretensado, especialmente entre los nuevos profesionales que cada año concluyen sus estudios. Con la valiosa colaboración de representantes de las distintas Escuelas Técnicas y de los Colegios Profesionales, a los cuales en su día se les solicitó su opinión sobre la mejor forma de realizar esta labor, se han ido concretando ideas y adoptado conclusiones que han cristalizado en la redacción de un programa inicial de actividades con las cuales, en fecha próxima se abrirá esta primera campaña de promoción.



Nueva Tribuna del Estadio de Balaidos (Vigo)

Cabe señalar que, en líneas generales, existe una amplia coincidencia entre las diversas propuestas recibidas. Se considera que el campo en el que se hace más patente la necesidad de difundir la técnica del pretensado es el de los Arquitectos, tanto Superiores como Técnicos, ya que excluyendo los elementos resistentes para forjados, las aplicaciones del pretensado en la Arquitectura, hasta el momento son muy escasas, probablemente porque se desconocen sus posibilidades o porque, debido a la falta de suficiente información, se consideran excesivas las dificultades que presentan sus aplicaciones prácticas.

En vista de ello, se está estudiando la posibilidad de organizar una serie de Actos, en diversas localidades, en los que bajo el lema general "El pretensado en Arquitectura. Sus posibilidades de aplicación" se comentaria lo que se está haciendo en el campo de la Arquitectura y lo que se podría hacer.

Como resultado de la oportuna encuesta al efecto realizada, se ha visto que los temas que más interesarían para ser tratados en estas Conferencias serían, entre otros, los siguientes: Introducción del pretensado y sus aplicaciones en la edificación; Aplicaciones del pretensado en el refuerzo de elementos estructurales; El pretensado y la rehabilitación de edificios y Obras Públicas; Aplicaciones del pretensado en la edificación convencional, y Forjados pretensados en la edificación industrial y en viviendas.

Se considera oportuno destacar que estas conclusiones coinciden plenamente con las obtenidas en un estudio análogo efectuado por la FIP y cuyos resultados fueron dados a conocer en la última reunión de su Consejo, celebrada en Viena el pasado mes de octubre.

Por consiguiente, se procurará organizar el programa de Conferencias que queda señalado, siempre que se consigan las ayudas y colaboraciones precisas, con el objeto de que todos los profesionales se vayan familiarizando con el pretensado y comprendiendo que no existen especiales dificultades en su aplicación.

Por último, debe hacese constar que, en cumplimiento de lo dispuesto en nuestros Estatutos, la Junta de Gobierno de la ATEP, encargada de encauzar, dirigir y controlar las actividades de la Asociación, ha celebrado sus seis reuniones anuales reglamentarias, en los meses de enero, marzo, mayo, julio, setiembre y noviembre del pasado año 1986.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En la reunión de enero, tomaron posesión de sus cargos los nuevos Vocales que resultaron elegidos en las elecciones celebradas para la renovación de la mitad de la Junta, en noviembre de 1985, como oportunamente se informó.

***

Para terminar estos comentarios, parece oportuno hacer algunas consideraciones sobre las actividades más destacadas previstas para el año 1987 que ahora comienza.

Como ya se anunció, corresponde celebrar la XII^{a} Asamblea Técnica Nacional de la ATEP en la que, con las eficaces y valiosas ayudas y colaboraciones que ya se nos han ofrecido y con la esperada cooperación y participación del mayor número posible de Asociados y de todos aquellos que, de una manera u otra, están interesado en la técnica del pretensado, esperamos obtener un éxito análogo al logrado en las otras Asambleas anteriormente celebradas.

Como sede de esta XII^{a} Asamblea se ha elegido la ciudad de Granada y para su celebración las fechas del 19 al 23 del próximo mes de octubre. Contamos ya con el imprescindible apoyo de los Organismos locales y con un eficiente Comité encargado de ir resolviendo los numerosos problemas que siempre plantea la organización de Actos de esta naturaleza.

Los temas en principio seleccionados en esta ocasión son: 1°.–Investigaciones y estudios; 2°.–Evaluación y análisis de estructuras existentes; 3°.–Rehabilitación, reparación y refuerzo de estructuras, y 4°.–Realizaciones.

Como siempre, además de las Sesiones de Trabajo en las que se discutirán los temas citados, habrá proyección de películas documentales, distribución de catálogos y folletos, visitas técnico-turísticas y diversos Actos Sociales. Confiamos en que será posible preparar un programa que resulte atractivo en todos los aspectos.

Cuando esta Revista se distribuya, seguramente todos los Asociados habréis recibido ya la primera circular con los datos relativos a los acuerdos tomados en cuanto a cuotas de inscripción, presentación de Comunicaciones, etc. Esperamos vuestra colaboración.

Conforme a las normas establecidas, con motivo de la Asamblea se concederán también las Medallas de la ATEP correspondientes a los tres años transcurridos desde que se celebró la anterior. Para seleccionar a quiénes habrán de entregarse estas tres Medallas, se pedirá a todos los Miembros de la ATEP que propongan sus candidatos. Os rogamos encarecidamente que no dejéis de enviarnos vuestras propuestas. Con ello prestaréis una muy valiosa ayuda a la tarea, siempre difícil y delicada, de elegir a las personas más merecedoras de esta distinción, teniendo en cuenta que son muchos los Asociados con méritos más que sobrados para recibirla y sólo tres las Medallas que pueden adjudicarse.

Y con esto concluímos este breve informe relativo a las actividades de la Asociación. Unicamente nos queda haceros llegar a todos, nuestros más sinceros deseos de que el año 1987 que ya hemos iniciado, os proporcione toda suerte de venturas y prosperidades y que al finalizar el mismo, tanto vosotros como nosotros podamos sentirnos plenamente satisfechos por la labor desarrollada a lo largo de sus doce meses, y felices por los logros alcanzados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

FE DE ERRATAS

En el artículo titulado "Límites de esbeltez de soportes esbeltos de hormigón armado", del que son autores el Dr. Ing. de Caminos Hugo Corres, el Ing. Civil Balhan Alsaadi y el Ing. de Caminos F. Javier León, y que fue publicado en el nº 161 de "Hormigón y Acero" correspondiente al cuarto trimestre del pasado año 1986, páginas 35 a 52, han sido detectadas las siguientes erratas:

Ec. (10), página 45

Dice:

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{1{,}1\ (e_o/h) - (e_o/h)}{(1/r)_a}\ .\ 10.000}$$

Debe decir:

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{1{,}1\ (e_o/h) - (e_o/h)}{(1/r)_a}\ .\ 10.000}$$

Ec. (11), página 45

Dice:

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{(e_i/h) - (e_o/h)}{(1/r)_i}\ .\ 10.000}$$

Debe decir:

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{(e_i/h) - (e_o/h)}{(1/r)_i}\ .\ 10.000}$$

Ec. (13), página 47

Dice:

$$\lambda = \sqrt{\frac{1{,}1\ .\ e_2/h - 1{,}035\ .\ e_e/h}{1{,}035\ .\ (h/r)}\ 10.000}$$

Debe decir:

$$\lambda = \sqrt{\frac{1{,}1\ .\ e_2/h - 1{,}035\ .\ e_c/h}{1{,}035\ .\ (h/r)}\ 10.000}$$

En la página 51, las tres expresiones de los límites de esbeltez, λ_{lim}, están equivocadas. Deben sustituirse por las siguientes:

En el caso 1:

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{1{,}1\ .\ 0{,}4 - 1{,}035\ .\ 0{,}4}{1{,}035\ .\ 3{,}88}\ .\ 10.000} = 8{,}17$$

En el caso 2:

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{1{,}1\ .\ 0{,}4 - 1{,}035\ .\ 0{,}24}{1{,}035\ .\ 3{,}88}\ .\ 10.000} = 21{,}84$$

En el caso 3:

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{1{,}1\ .\ 0{,}4 - 1{,}035\ .\ 0{,}16}{1{,}035\ .\ 3{,}88}\ .\ 10.000} = 26{,}14$$

Rogamos a nuestros lectores tomen la debida nota de estas rectificaciones, a los oportunos efectos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Pandeo lateral de vigas con distorsión

José M. Sancho Aznal
y Jesús Ortiz Herrera
Departamento de Estructuras de Edificación,
ETSA, UPM.

RESUMEN

El presente trabajo incluye una breve exposición del estado actual de la cuestión de la influencia de la distorsión sobre el pandeo lateral de vigas en el dominio elástico. Los Autores proponen, además, una solución analítica del problema, que permite formulaciones explícitas del momento crítico ideal con distorsión; apoyándose en dicha solución analítica pueden establecerse, de forma muy sencilla y esclarecedora de la influencia de los diversos parámetros involucrados, reglas prácticas para limitar la incidencia del fenómeno de la distorsión en el pandeo lateral de vigas. Para piezas en las que este fenómeno no resulte despreciable, se desarrollan asimismo coeficientes correctores del momento crítico ideal, para el posterior cálculo del momento último, en base a dicho momento crítico reducido y a las formulaciones específicas de cada tipo de material.

1. INTRODUCCION

El apartado 2 de este artículo resume brevemente unas nociones y referencias básicas sobre pandeo lateral de vigas. Seguidamente, el apartado 3 expone los trabajos más recientes relativos a la incidencia de la posible distorsión de la sección transversal sobre dicho fenómeno de inestabilidad. La distorsión se omite en la mayoría de los estudios sobre pandeo lateral de vigas; pero es de hecho un grado adicional de libertad de deformación, cuya omisión "rigidiza" el sistema e incrementa pues, ficticiamente, el valor de la carga crítica. La repercusión práctica de este efecto es muy variable, e interesa cuantificarla de la forma más simple y esclarecedora posible, lo cual, en opinión de los Autores, puede conseguirse por caminos más adecuados que los adoptados en los escasos trabajos recientemente publicados sobre el tema. El desarrollo de este objetivo se aborda en el apartado 4, y su aplicación se muestra en el apartado 5 del presente trabajo. En el apartado 6 se resumen las conclusiones del mismo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2. PANDEO LATERAL DE VIGAS

Una primera aproximación simplista del pandeo lateral de vigas, a veces adoptada en la práctica, pero generalmente muy conservadora, consiste en suponer que la cabeza comprimida puede pandear independientemente, como una barra solicitada axilmente, flectando en dirección perpendicular al alma y "arrastrando" el resto de la sección transversal de la viga.

En el dominio elástico y en ausencia de imperfecciones geométricas, el pandeo lateral de vigas se manifiesta como un fenómeno de bifurcación de equilibrio, cuyo estado fundamental corresponde al estado de flexión simple centrada, según la teoría lineal; mientras que el estado bifurcado resulta simultáneamente de una flexión transversal al plano de la flexión fundamental, y de una torsión alrededor del centro de esfuerzos cortantes. El momento crítico "ideal" o "euleriano" asociado a este proceso de bifurcación de equilibrio, se encuentra formulado, para multitud de casos, en las obras clásicas de Timoshenko y Gere (ref. 1), Bleich (ref. 2), Chajes (ref. 3), Mc Guire (ref. 4), etc., y en los trabajos más recientes de Brush y Almroth (ref. 5), Clark y Hill (ref. 6), Dux y Kitipornchai (ref. 7), Kitipornchai y Trahair (ref. 8), Roberts y Azizian (ref. 9), Elias (ref. 10), Assadi y Rolder (ref. 11), Cuk y Trahair (ref. 12), Errera y Apparao (ref. 13), etc.

El comportamiento postcrítico asociado a este fenómeno de bifurcación de equilibrio, ha sido estudiado por Woolcock y Trahair (refs. 14 y 15), quienes han descrito las ramas postcríticas correspondientes a vigas isostáticas e hiperestaticas elásticas. En el primer caso, la pendiente del camino bifurcado es prácticamente nula, lo cual define una sensibilidad, ante las imperfecciones geométricas y mecánicas, similar al caso del pandeo de barras comprimidas axilmente; es decir, no existe reserva postcrítica apreciable, pero tampoco aparecen las ramas postcríticas "descendentes" que tan gravemente penalizan la estabilidad de determinados sistemas elásticos. Para las vigas hiperestáticas, además del posible incremento de la carga de bifurcación de equilibrio, se aprecia una cierta capacidad postcrítica, derivada de la posibilidad de redistribución del diagrama de momentos; pero esta capacidad es reducida, o bien se moviliza para desplazamientos transversales elevados, que desaconsejan su consideración a efectos prácticos.

El pandeo lateral de las vigas "reales" (con imperfecciones geométricas y mecánicas y respuesta anelástica del material) requiere, como todo fenómeno mecánica y geométricamente no lineal, formulaciones específicas para los distintos materiales estructurales. Para el acero y el aluminio, se han venido utilizando, en la práctica, criterios del tipo "del módulo tangente" de Engesser y Shanley. SSRC-1976 (ref. 16), AISC-1978 (ref. 17), DIN 4114 (ref. 18), EM 62 (ref. 19), etc. Pero tanto el Eurocódigo 3-84 (ref. 20) como el "Manual on Stability" de la CECM, 1976 (ref. 21), reformulan el momento último de pandeo lateral mediante expresiones del tipo de Merchant-Rankine generalizadas, más ajustadas a los resultados numéricos y experimentales. Este tipo de formulaciones ha sido recientemente extendido al caso de las vigas continuas, por Fukumoto, Itoh y Hattori (ref. 22). Otros estudios recientes sobre el momento último de pandeo lateral de vigas metálicas han sido publicados por Nethercot y Trahair (ref. 23), Yura Galambos y Ravindra (ref. 24) y Nishida y Fukumoto (ref. 25).

Para las vigas de hormigón armado y pretensado, el fenómeno del pandeo lateral tiene, generalmente, efectos limitados, salvo en casos particulares, tales como el montaje de vigas pretensadas prefabricadas de longitud considerable. Generalmente, los criterios aplicados son poco específicos y poco contrastados experimentalmente, lo cual se compensa con la adopción de coeficientes de seguridad particularmente elevados. Con frecuencia, se mane-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

jan los momentos de bifurcación de equilibrio eulerianos con correcciones "adecuadas", lo que evidentemente deja mucho campo abierto a investigaciones más rigurosas. La Instrucción EP-80 (ref. 26), recomienda la utilización de módulos de deformación "reducidos" según la duración de las acciones. La introducción de los efectos de la fluencia del hormigón sobre las cargas críticas de pandeo en general, a través de la simplificación del "módulo reducido", presente también en el código ACI 1971 (ref. 27), es evidentemente menos rigurosa que la formulación de excentricidad adicional por flexión, debida a Dischinger (ref. 28) y recogida en la norma DIN 1045 (ref. 29) y en el código CEB-FIP 1977 (ref. 30). Aunque este criterio se formuló originalmente para piezas flexocomprimidas, podría aplicarse al pandeo lateral de vigas, para realizar, en lugar de un análisis de bifurcación de equilibrio, un análisis de segundo orden de amplificación de excentricidades transversales iniciales, análogo al propuesto, en el último código citado, para el caso de los soportes. En otras normas, como la BS-CP-115 (ref. 31), la atención al fenómeno del pandeo lateral de vigas, se reduce a establecer una limitación de la esbeltez geométrica que permita la omisión de dicho fenómeno. Las publicaciones teóricas sobre pandeo lateral de vigas de hormigón son escasas, pudiendo citarse el trabajo de Csonka (ref. 32) relativo a la carga crítica elástica de una viga pretensada, con diversos puntos de sustentación (aplicable, en particular, al estudio del pandeo lateral de vigas prefabricadas en fase de montaje, antes de la solidarización con el resto de la estructura) y los trabajos de Anderson (ref. 33) y Swann (ref. 34) sobre pandeo lateral de vigas pretensadas de gran longitud. En la obra de Leonhardt (ref. 35) se recogen diversas expresiones de momentos críticos "eulerianos", y se recomiendan valores "adecuados" de los módulos elásticos reducidos y de los coeficientes de seguridad que se deben adoptar.

3. INFLUENCIA DE LOS FENOMENOS DE DISTORSION EN EL PANDEO LATERAL DE VIGAS

Las expresiones generalmente disponibles de los momentos críticos "ideales" o "eulerianos", se deducen bajo la hipótesis de ausencia de distorsión de la sección transversal. La rigidez propia de las paredes de la sección, o bien la disposición de rigidizadores o diafragmas adecuados, deben ser capaces de garantizar la práctica indeformabilidad de la sección transversal, en su plano, durante el pandeo lateral, de manera de poder adoptar, como grados de libertad, los desplazamientos y giros del eje de la pieza, pero manteniendo inalterada la forma de la sección. Si no se cumple esta hipótesis, la omisión de la distorsión introduce una "rigidización" ficticia del sistema, cuya carga crítica ideal se verá por ello sobrevalorada, en mayor o menor grado.

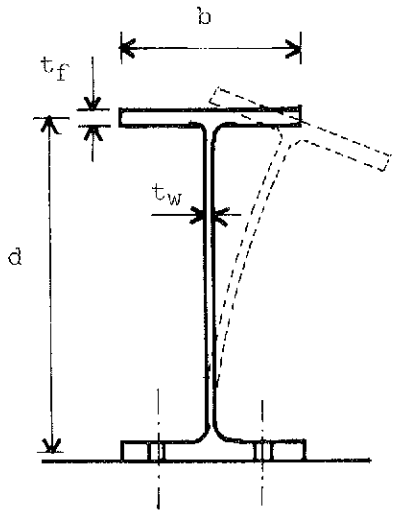


Fig. 1. Apoyo exento, no rigidizado: distorsión del alma según Bradford y Trahair (ref. 39).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Diversos casos de pandeo lateral con distorsión apreciable, aparecen formulados en la literatura. En primer lugar, cabe mencionar el caso de los apoyos exentos, no rigidizados (fig. 1), que se resuelve mediante un incremento equivalente de la longitud de pandeo lateral de la viga:

$\Delta \ell = 0{,}2\ell$, según BS 449/1969 (ref. 36) y AS 1250/1981 (ref. 37).

$\Delta \ell = d$, según B/20/1977 (ref. 38).

$\Delta \ell = d \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 \cdot \frac{1 + b/d}{12}$, según Bradford y Trahair (ref. 39).

Los mismos Bradford y Trahair (ref. 40), han publicado otros valores más favorables, correspondientes a otros tipos de apoyo.

El efecto de la distorsión del alma a lo largo de la pieza, ha sido estudiado para vigas doble té bisimétricas por Hancock, Bradford y Trahair (ref. 41), cuyos resultados se resumen en la fig. 2, que proporciona el porcentaje de reducción que debe aplicarse al momento crítico ideal calculado sin distorsión. Según se desprende de dicha figura, las correcciones debidas a la distorsión pueden ser importantes si la relación de espesores t_f/t_w es elevada y la relación b/d es pequeña, especialmente para esbelteces reducidas.

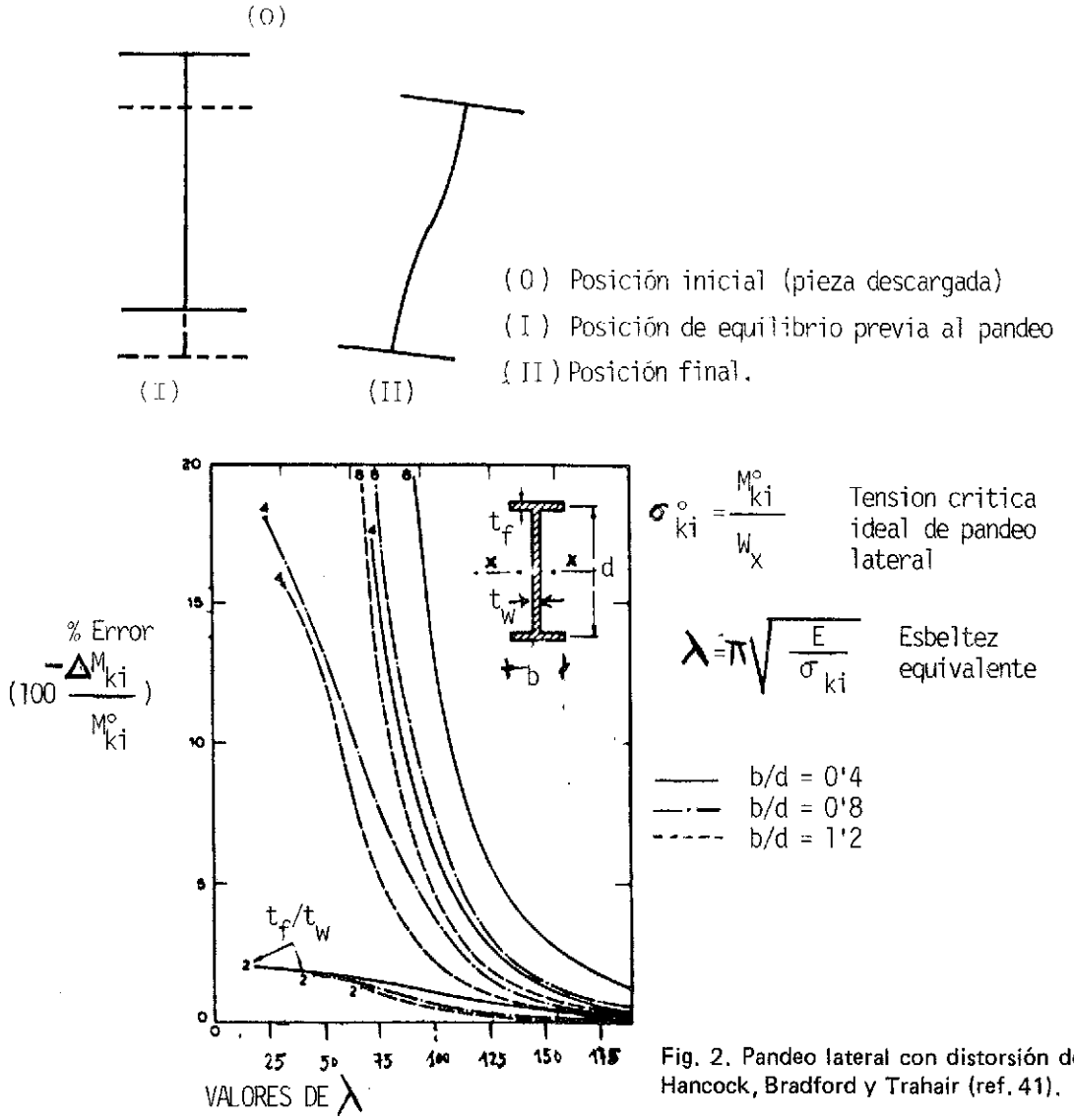
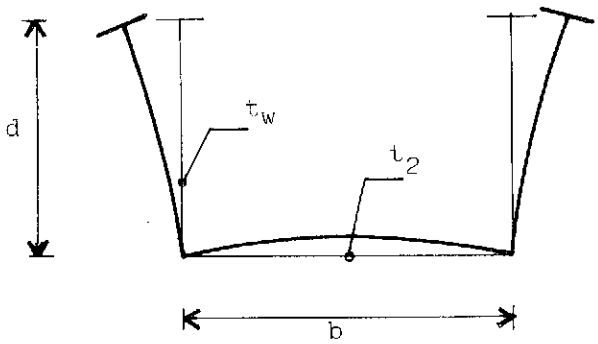


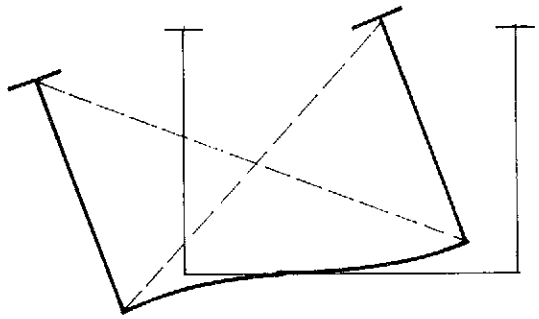
Fig. 2. Pandeo lateral con distorsión del alma, según Hancock, Bradford y Trahair (ref. 41).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

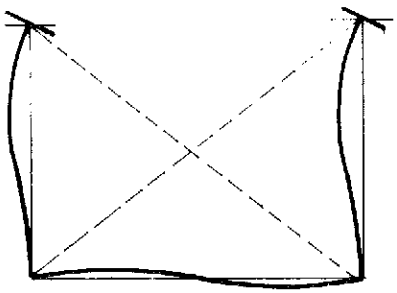
Un inconveniente para la aplicación del ábaco de la figura 2 es su presentación para valores discretos de las relaciones t_f/t_w y b/d, con difícil interpolación en casos intermedios. Por otra parte, no están incluidos algunos efectos favorables contra la distorsión, como la posible existencia de rigidizadores transversales del alma, regularmente espaciados a lo largo de la misma. Ni tampoco están recogidos ciertos posibles efectos acentuadores de las distorsiones del alma, como la posibilidad de cabezas celulares de elevada rigidez torsional (cuyos efectos están, en cambio, recogidos en la formulación desarrollada en el apartado 4).



A Pandeo lateral con distorsión en los intervalos entre diafragmas.



B Pandeo lateral del conjunto, con o sin distorsión.



C Pandeo local (abolladura)

Fig. 3. Algunos modos de pandeo de una sección en U abierta, solicitada en flexión simple, según Fukumoto y Kubo (ref. 42).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El pandeo lateral con distorsión de secciones metálicas en U abiertas (tal es el caso de las fases de montaje autoportante de piezas en cajón, mixtas) ha sido investigado por Fukumoto y Kubo (ref. 42). Según estos autores, el modo de pandeo A, definido en la figura 3, podría analizarse por un método análogo al establecido en AISI/1971 (ref. 43) para los perfiles "omega" conformados en frío, consistente en el cálculo de un "soporte" de sección en té, constituido por cada una de las cabezas junto con una porción eficaz del alma respectiva, elásticamente sustentado lateral y torsionalmente.

Para las secciones cerradas metálicas, su notable estabilidad frente a los posibles fenómenos de pandeo lateral está condicionada a la eficacia de los dispositivos anti-distorsión, cuyas solicitaciones se definen en la fig. 4 para el caso de un cajón rectangular de directriz recta.

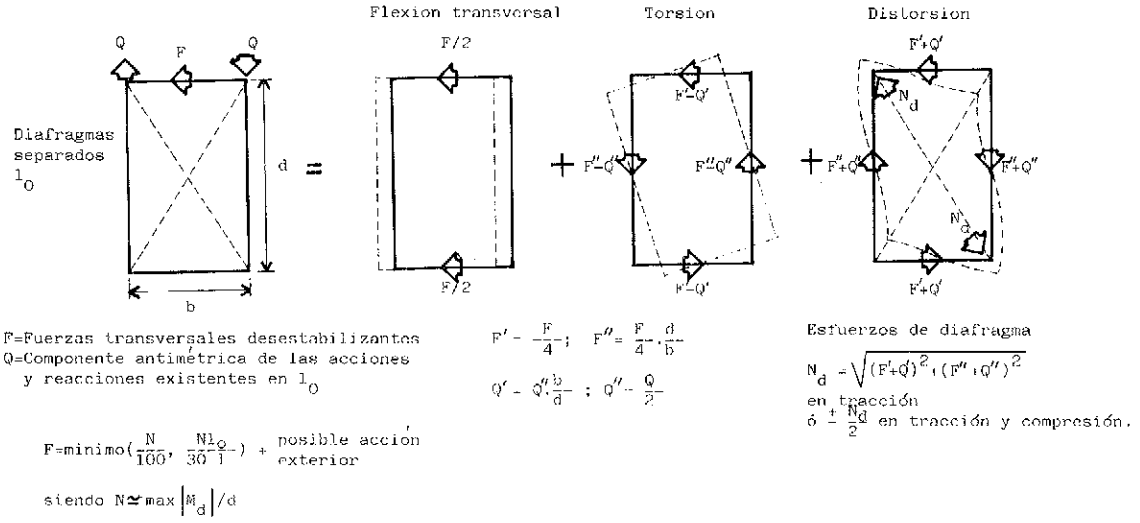


Fig. 4. Esfuerzos de diafragma en una sección metálica cerrada de directriz recta.

4. DETERMINACION ANALITICA DEL MOMENTO CRITICO IDEAL CON DISTORSION, EN FLEXION PURA, DE SECCIONES DOBLE TE BISIMETRICAS, CON CABEZAS CELULARES O ABIERTAS, Y ALMA RIGIDIZADA O NO TRANSVERSALMENTE

En la fig. 5 se describen las diversas tipologías de secciones consideradas, sin carácter restrictivo, ya que el desarrollo siguiente es fácilmente generalizable para otros tipos de cabezas abiertas o cerradas, e incluso para cabezas desiguales. Los grados de libertad considerados se definen en la misma figura, así como las solicitaciones de flexión transversal del alma.

Se efectúan las hipótesis simplificativas siguientes.

1. asimilar la solicitación de flexión pura en el plano "vertical" yz, a un par de fuerzas ± M/d aplicadas en las cabezas;

2: despreciar la torsión de St. Venant del alma.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

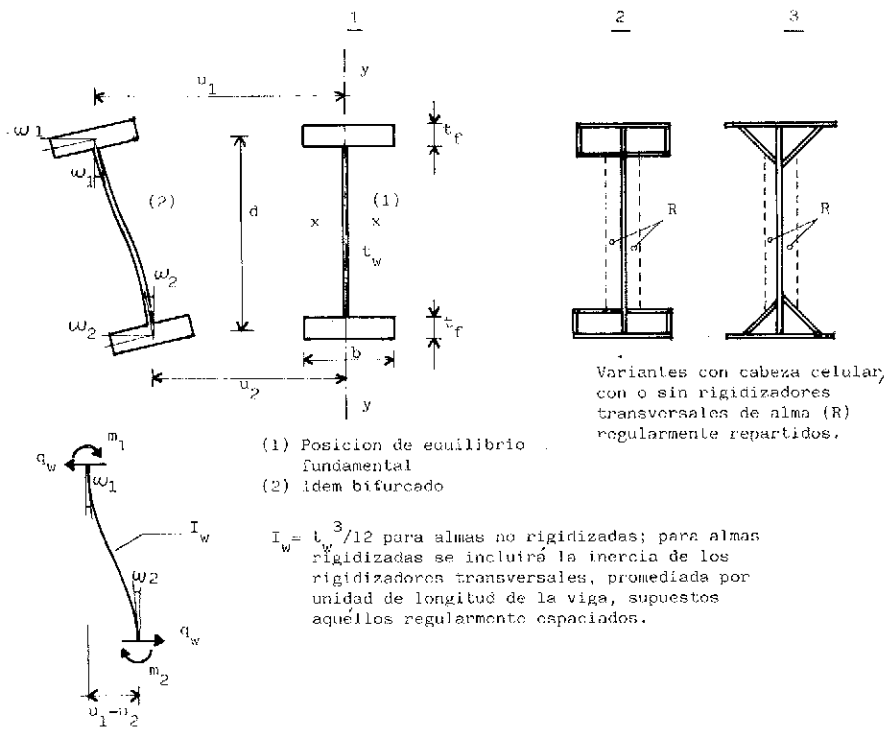


Fig. 5. Pandeo lateral con distorsión de diversos tipos de secciones doble té bisimétricas.

Ambas simplificaciones son razonables para las secciones de alma relativamente débil, susceptibles de fenómenos de distorsión apreciables.

El comportamiento del alma obedece entonces, simplemente, a las ecuaciones que rigen su flexión trnasversal:

$$m_1 = \frac{6\,EI_w}{d^2}(u_1 - u_2) - \frac{4\,EI_w}{d}\left(\omega_1 + \frac{\omega_2}{2}\right)$$

$$m_2 = \frac{6\,EI_w}{d^2}(u_1 - u_2) - \frac{4\,EI_w}{d}\left(\frac{\omega_1}{2} + \omega_2\right)$$

$$q_w = \frac{12\,EI_w}{d^3}(u_1 - u_2) - \frac{6\,EI_w}{d^2}(\omega_1 + \omega_2) = \frac{m_1 + m_2}{d}$$

Por su parte, las cabezas se comportarán, de acuerdo con la teoría de segundo orden, como elementos con solicitaciones axiles de valor ± M/d, fuerzas transversales distribuidas ± q_w y momentos torsores distribuidos m_1 y m_2:

$$EI_{y1}\,u_1^{IV} + \frac{M}{d}\,u_1'' = -q_w\ ; \quad GI_{t1}\,\omega_1'' = -m_1$$

$$EI_{y2}\,u_2^{IV} - \frac{M}{d}\,u_2'' = q_w\ ; \quad GI_{t2}\,\omega_2'' = -m_2$$

donde las primas y exponentes simbolizan derivadas respecto a la coordenada longitudinal z.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Eliminando las variables q_w, m_1 y m_2, se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones diferenciales homogéneas, cuyas autofunciones definen los modos de pandeo:

$$E\,(I_{y1}\,u_1^{IV} + I_{y2}\,u_2^{IV}) + \frac{M}{d}(u_1'' - u_2'') = 0$$

$$G\,I_{T_1}\,\omega_1'' + \frac{6\,EI_w}{d^2}(u_1 - u_2) - \frac{4\,EI_w}{d}\left(\omega_1 + \frac{\omega_2}{2}\right) = 0$$

$$G\,I_{T2}\,\omega_2'' + \frac{6\,EI_w}{d^2}(u_1 - u_2) - \frac{4\,EI_w}{d}\left(\frac{\omega_1}{2} + \omega_2\right) = 0$$

$$E\,(I_{y1}\,u_1^{IV} - I_{y2}\,u_2^{IV}) + \frac{M}{d}(u_1'' + u_2'') + \frac{24\,EI_w}{d^3}(u_1 - u_2) - \frac{12\,EI_w}{d^2}(\omega_1 + \omega_2) = 0$$

Para el caso particular de la sección bisimétrica (cabezas iguales), se tiene $I_{y1} = I_{y2} = I_y/2$, $I_{t1} = I_{t2} = I_t/2$ (*); y la expresión del módulo de alabeo es $I_A = I_y\,d^2/4$. Definiendo además la magnitud $B_w = 12\,I_w/d$, y efectuando el siguiente cambio de variables cinemáticas:

$$u = \frac{u_1 + u_2}{2}, \quad \omega = \frac{u_1 - u_2}{d}, \quad \psi = \omega_1 - \omega_2 \quad \theta = \omega - \frac{\omega_1 + \omega_2}{2};$$

se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones parcialmente acopladas:

$$\begin{aligned}
&EI_y\,u^{IV} + M\,\omega'' = 0\\
&EI_A\,\omega^{IV} - GI_t\,\omega'' + Mu'' + GI_t\,\theta'' = 0\\
&GI_t\,(\omega'' - \theta'') + EB_w\,\theta = 0\\
&-GI_t\,\psi'' + \frac{EB_w}{3}\,\psi = 0
\end{aligned}$$

Para el caso básico de apoyos simples a flexión y torsión en ambos extremos, todas las variables son sinusoidales, obteniéndose un sistema algébrico homogéneo en las amplitudes respectivas, cuyo determinante debe anularse al producirse la bifurcación de equilibrio:

$$\begin{vmatrix}
\pi^4\,EI_y/\ell^4, & -M\,\pi^2/\ell^2, & 0, & 0\\
-M\,\pi^2/\ell^2, & \pi^4\,EI_A/\ell^4 + \pi^2\,GI_t/\ell^2, & -\pi^2\,GI_t/\ell^2, & 0\\
0, & -\pi^2\,GI_t/\ell^2, & \pi^2\,GI_t/\ell^2 + EB_w, & 0\\
0, & 0, & 0, & \pi^2\,GI_t/\ell^2 + EB_w/3
\end{vmatrix} = 0$$

De la anterior ecuación se despeja la siguiente expresión del momento crítico ideal.

[0] $$M_{K1} = \frac{\pi}{\ell}\sqrt{EI_y\left[\frac{\pi^2\,EI_A}{\ell^2} + \rho^2\,GI_t\right]},$$

siendo:

[a] $$\rho = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{\pi^2\,GI_t}{\ell^2\,EB_w}}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{\pi^2\,GI_t\,d}{12\,EI_w\,\ell^2}}} \quad (\leqslant 1)$$

(*) Despreciando, según se ha indicado, la contribución del alma en la torsión de St. Venant.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Para almas de rigidez elevada, ρ tiende a la unidad, y la expresión de M_{K1} se transforma en la expresión clásica del momento crítico ideal, sin distorsión, para el problema considerado (flexión pura de una sección abierta bisimétrica con apoyos de "horquilla" en ambos extremos). Para almas muy débiles, ρ tiende a cero, y el momento crítico tiende a $N_{1E}.d$, siendo $N_{1E} = \pi^2 \; EI_{y1}/\ell^2$ la carga crítica de Euler de la cabeza comprimida, que en ese caso límite queda practicamente desvinculada del resto de la sección, a efectos de pandeo lateral.

Puesto que el "factor de eficacia" ρ^2 afecta sólo al módulo de torsión I_t y no al módulo de alabeo, es claro que resulta conservador suponerlo aplicado a ambos términos, es decir:

$$M_{Ki} \geqslant \rho \cdot M_{Ki}^{(0)} \; ,$$

siendo: $M_{Ki}^{(0)}$ el momento crítico ideal, sin distorsión.

Reduciendo conservadoramente el momento crítico ideal por dicho factor ρ, se puede calcular el momento último "real" mediante las expresiones de Merchant-Rankine generalizadas, o las que se apliquen para cada caso concreto (véase lo expuesto en el apartado 2). El valor así calculado resulta siempre mayor o igual, según puede fácilmente comprobarse, que el que se obtiene aplicando directamente el factor de eficacia ρ al momento último "real", sin distorsión.

Si la viga está arriostrada transversalmente a intervalos regulares ℓ_0, el factor de eficacia deberá determinarse reemplazando ℓ por ℓ_0 en la expresión correspondiente. Adoptando la relación de módulos elásticos $E/G = 2{,}6$ propia del acero (**), la expresión de ρ queda.

[b] $$\rho = \frac{1}{\sqrt{1 + 0{,}316 \, \dfrac{I_t \, d}{I_w \, \ell_0^2}}}$$

Finalmente, si se cumple $0{,}95 \leqslant \rho \leqslant 1$, podrá afirmarse, con seguridad, que el error derivado de la omisión de la distorsión en el estudio del pandeo lateral se encuentra acotado a un 5 por 100, como máximo. Desarrollando la desigualdad $\rho \geqslant 0{,}95$ se obtiene:

[c] $$I_w \geqslant 3 \, I_t \, d/\ell_0^2$$

Si el alma no está rigidizada transversalmente, la condición anterior se expresa en la forma siguiente:

[d] $$t_w^3 \geqslant 36 \, I_t \, d/\ell_0^2$$

Si además las cabezas de la sección están formadas por platabandas de dimensiones $b \times t_f$, la desigualdad anterior queda como sigue:

[e] $$\left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 \leqslant \frac{d}{2\,b}\left(\frac{\ell_0^2}{12\,d^2} - 1\right) \; ;$$

o bien:

[f] $$\frac{\ell_0}{d} \geqslant \sqrt{12\left(1 + \frac{2\,b\,t_f^3}{d\,t_w^3}\right)}$$

(**) Para vigas de hormigón, adoptando $E/G = 2{,}4$, el coeficiente 0,316 de la expresión [b] se convierte en 0,343.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

5. EJEMPLOS DE APLICACION

Con carácter general, el factor de eficacia ρ disminuye, y por lo tanto el error $(M_{Ki}^{(0)} - M_{Ki})/M_{Ki}^{(0)}$ aumenta, si crecen las proporciones t_f/t_w, b/ℓ_0, d/b; este resultado, que se deduce de la expresión [b], en el caso particular de cabezas abiertas y almas no rigidizadas, concuerda con los resultados numéricos de Hancock, Bradford y Trahair recogidos en la fig. 2.

La expresión [f] puede adoptarse para determinar los valores mínimos de la relación ℓ_0/d necesaria para que pueda omitirse el efecto de la distorsión en diversos tipos de perfiles laminados. Así, por ejemplo:

$$\frac{\ell_0}{d} \geqslant 7 \text{ (aprox.), para la serie IPE 160 .... 500}$$

$$\frac{\ell_0}{d} \geqslant 12 \text{ (aprox.), para la serie HEB 100.... 300 ,}$$

bien entendido que el cumplimiento de los límites antedichos no libera de efectuar los cálculos relativos al estado límite de pandeo lateral, sino que únicamente permite la aplicación de las expresiones "clásicas" sin distorsión del momento crítico (Precisamente, es para valores de ℓ_0/d superiores a los órdenes indicados, cuando el pandeo lateral de los perfiles mencionados comienza de hecho a ser importante).

Seguidamente, se aplican numéricamente las expresiones del apartado 4 a varios casos de vigas armadas soldadas.

Se considera, en primer lugar, una doble te de alma de 960 x 10 mm y cabezas de 400 x 40 mm, de 10 m de luz, con apoyos simples a flexión y torsión en ambos extremos, sin arriostramientos intermedios (ℓ_0 = 10 m). Se tiene.

$$t_f/t_w = 4 \; ; \quad b/d = 0{,}4 \; ; \quad I_t = 1739 \text{ cm}^4 \; , \quad I_y = 42667 \text{ cm}^4 \; ; \quad I_A = 1{,}067 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 \; ;$$

$$W_x = 16802 \text{ cm}^3 \; ; \quad \sigma_{Ki}^{(0)} = 330 \text{ N/mm}^2 \; ; \quad \lambda = 78{,}47$$

El ábaco de Hancock, Bradford y Trahair (fig. 2), predice en este caso una incidencia de la distorsión del orden del 14 por 100. Tomando $I_w = 1^3/12 = 0{,}0833$ cm^4/cm, la expresión [b] del apartado 4 arroja el valor $\rho = 0{,}776$, es decir, una reducción de $\sigma_{Ki}^{(0)}$ del 22,4 por 100, superior al valor anterior, lo cual es conforme con las hipótesis simplificativas conservadoras efectuadas en el apartado 4.

Para una doble te de cabezas de 400 x 40 mm, y alma 460 x 5 con ℓ_0 = 14 m, se tiene:

$$t_f/t_w = 8 \; ; \quad b/d = 0{,}8 \; ; \quad I_t = 1708 \text{ cm}^4 \; ; \quad I_y = 42667 \text{ cm}^4 \; ; \quad I_A = 0{,}267 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 \; ;$$

$$W_x = 7573 \text{ cm}^3 \; ; \quad \sigma_{Ki}^{(0)} = 355 \text{ N/mm}^2 \; ; \quad \lambda = 75{,}66$$

Según la figura 2, la incidencia de la distorsión es del orden del 20 por 100. Aplicando la expresión [b], se obtiene $\rho = 0{,}656$, valor también conservador. La expresión [0] de M_{Ki} arroja una diferencia del 27,4 por 100 con $M_{Ki}^{(0)}$, que resulta algo menos conservadora.

Para una sección del tipo 2 de la figura 5, siendo 10 mm el espesor de todas las chapas, 1600 mm el canto total, 500 mm el ancho de las cabezas y 200 mm la altura de las

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

mismas, existiendo rigidizadores verticales de 80 x 10 mm, dispuestos simétricamente a ambos lados del alma y separados 1500 mm y siendo $\ell_0 = 15$ m, se tiene:

$$d \simeq 140 \text{ cm} \; ; \quad I_w \simeq \frac{1^3}{12} + \frac{1 \cdot 17^3}{12 \cdot 150} = 2{,}813 \text{ cm}^3/\text{m} \; ;$$

$$I_t \simeq 2 \cdot 4 \cdot (49 \cdot 19)^2 \cdot 1/136 = 50986 \text{ cm}^4 \; ; \quad \rho = 0{,}859$$

En este caso, pues, la reducción del momento crítico ideal debida a la distorsión sería de un 14,1 por 100, no estando contemplada esta tipología de secciones en los resultados de Hancock, Bradford y Trahair. Con el alma sin rigidizar, la incidencia de la distorsión aumenta en este caso espectacularmente (72,3 por 100; $\rho = 0{,}277$). En general, en las secciones de cabezas celulares (tipos 2 y 3 de la fig. 5), la rigidización transversal del alma cumple una importantísima misión en la estabilidad frente al pandeo lateral, además de su posible cometido rigidizante frente a fenómenos de abolladura local.

6. CONCLUSIONES

El momento crítico "ideal" o "euleriano" correspondiente al pandeo lateral de las vigas cuya tipología se define en la figura 5, puede evaluarse multuplicando el "factor de eficacia" formulado en el apartado 4 (expresiones [a] o [b]) por el momento crítico ideal proporcionado por la formulación usual, que omite la distorsión del alma. Este criterio simplificado resulta razonablemente conservador para usos prácticos.

El cumplimiento de las condiciones [c], [d], [e] o [f] del apartado 4, según los casos, limita a un 5 por 100 el error derivado de la omisión de la distorsión en los cálculos de pandeo lateral de los tipos de vigas mencionados.

Los criterios propuestos son de aplicación inmediata y muy esclarecedores de los parámetros que determinan la mayor o menor incidencia de la distorsión en el fenómeno del pandeo lateral.

ANEXO 1: Notación

B_w = magnitud definida como $12\, I_w/d$.

b = ancho de las cabezas de la viga

d = distancia entre los centros de gravedad de las cabezas

E = módulo de elasticidad

G = módulo de elasticidad transversal

I_A = módulo de alabeo de la sección

I_t = módulo de torsión uniforme de la sección

I_{t1}, I_{t2} = módulos de torsión uniforme de las cabezas

I_w = momento de inercia transversal del alma, incluida la inercia de lo posibles rigidizadores transversales, promediada por unidad de longitud de la viga

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

I_y = momento de inercia de la sección respecto al eje y–y

I_{y1}, I_{y2} = momento de inercia de cada una de las cabezas respecto al eje y–y

ℓ = luz de la viga

ℓ_0 = distancia entre secciones eficazmente ariostradas, uniformemente espaciadas

M_{Ki} = momento crítico "ideal" o "euleriano"

$M_{Ki}^{(0)}$ = momento crítico ideal sin distorsión

m_1, m_2 = momentos de interacción entre cabezas y alma

q_w = fuerzas de interacción entre cabezas y alma

t_f = espesor de las cabezas

t_w = espesor del alma

u = flecha transversal

u_1, u_2 = flechas transversales de las cabezas

W_x = módulo resistente de la sección

x,y,z = coordenadas cartesianas

ω = giro torsor

ω_1, ω_2 = giros torsores de las cabezas

ψ, θ = distorsiones angulares

ρ = factor de eficacia

ANEXO 2: Referencias

1. Timoshenko, S.P.; Gere, J.M.: "Theory of Elastic Stability", McGraw-Hill, N.Y., 1961.
2. Bleich, F.: "Buckling Strength of Metal Structures", McGraw-Hill, N.Y., 1952.
3. Chajes, A.: "Principles of Structural Stability Theory", Prentice-Hall.
4. McGuire, W.: "Steel Structures", Prentice-Hall, London, 1968.
5. Brush, D.O.; Almroth, B.O.: "Buckling of Bars, Plates and Shells", McGraw-Hill, N.Y., 1975.
6. Clark, J.W.; Hill, H.N.: "Lateral Buckling of Beams and Girders", ASCE-SD, July, 1960.
7. Dux, P.F.; Kitipornchai, S.: "Elastic Buckling of Laterally Continuous I-Beams", ASCE-SD, Sept., 1982.
8. Kitipornchai, S.; Trahair, N.S.: "Buckling Properties of Monosymmetric I-Beams", ASCE-SD, May, 1980.
9. Roberts, T.M.; Azizian, Z.G.: "Inestability of Monosymmetric I-Beams", ASCE-SD, June, 1984.
10. Elias, Z.M.: "Buckling with Enforced Axis of Twist", ASCE-EMD, Dec., 1985.
11. Assadi, M.; Roeder, Ch. W.: "Stability of Continuously Restrained Cantilevers", ASCE-EMD, Dec., 1985.
12. Cuk, P.E.; Trahair, N.S.: Buckling of Beams with Concentrated Moments", ASCE-SD, June, 1983.
13. Errera, S.J.; Apparao, T.V.S.R.: "Design of I-Shaped Beams with Diaphagm Bracing", ASCE-SD, April, 1976.
14. Woolcok, S.T.; Trahair, N.S.: "Post-Buckling Behavior of Determinate Beams", ASCE-EMD, April, 1974.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

15. Woolcock, S.T.; Trahair, N.S.: "Post-Buckling of Redundant I-Beams", ASCE-EMD, April, 1976.

16. S.S.R.C.: "Guide to stability design criteria for metal structures", 3rd edition, Wiley, 1976.

17. A.I.S.C.: "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings", Am. Inst. for Steel Constr., 1978.

18. Din 4114, "Bases del cálculo sobre estabilidad de las estructuras de acero (pandeo, pandeo lateral, abolladura)", 1952 y 1953.

19. EM 62, "Instrucción para estructuras de acero", IETCC, 1969.

20. Eurocode n° 3, "Règles unifiées communes pour les constructions en acier", Commission des Communautées Européennes "Procédés industriels, bâtiment et génie civil", 1984.

21. E.C.C.S.: "Manual on Stability of Steel Structures", 1976.

22. Fukumoto, Y.; Itoh, Y., Hattori, R.: "Lateral Buckling Tests on Welded Continuous Beams", ASCE-SD, Oct., 1982.

23. Nethercort, D.A.; Trahair, N.S.: "Inelastic Lateral Buckling of Determinate Beams", ASCE-SD, April, 1976.

24. Yura, J.A.; Galambos, T.V.; Ravindra, M.K.: "The Bending Resistance of Steel Beams", ASCE-SD, Sept., 1978.

25. Nishida, S,; Fukumoto, Y.: "Ultimate Load Behavior of Beams with Initial Imperfections", ASCE-SD, Jun., 1985.

26. EP-80: "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado", MOPU, 1980.

27. ACI: "Designin for the effects of creep, shrinkage and temperature in concrete structures", Public. SP-27, ACI, 1971.

28. Dischinger, F.: Untersuchungen uber die Knicksicherheit, die elastiche Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrucken", Der Bauingenieur, 1937.

29. DIN 1045, 1972.

30. CEB-FIP: "Code Modèle pour les structures en béton", 1977.

31. British Code C.P. 115.

32. Csonka, P.: "Stabilitaet des an 2 Punktenaufgehaengten Recteckbalken", Baupl. u. Bautechnik, 1954.

33. Anderson, A.P.: "Lateral Stability of long prestessed concrete beams", Journal of Prestessed Concrete Inst., Nov. - Dec., 1971.

34. Swann, R.A.: "Lateral Stability of long Prestessed concrete beams", Journal of Prestessed Concrete Inst., Nov-Dec. 1971.

35. Leonhardt, F.: "Hormigón pretensado", IETCC, 1967.

36. BS 449, "Specification for the use of structural steel in buildings", British Standards Inst., 1969.

37. AS 1250-1981, "Steel Structures Code", Standards Assoc. of Australia, 1981.

38. B/20, "Draft Specification for the use of Structural Steel in Buildings", British Standars Inst., 1977.

39. Bradford, M.A.; Trahair, N.S.: Lateral Stability of Beams on Seats", ASCE-SD, Sept., 1983.

40. Bradford, M.A.; Trahair, N.S.: Distortional Buckling of I-Beams", ASCE-SD, Feb., 1981.

41. Hancock, G.J.; Bradford, M.A.; Trahair, N.S.: "Web Distortion and Flexural-Torsional Buckling", ASCE-SD, July, 1980.

42. Fukumoto, Y.; Kubo, M.: "Buckling in Steel U-Shaped Beams", ASCE-SD, May, 1982.

43. AISI: "Cold Formed Steel Design Manual", Part I Specification (1968), Part V Commentary (1970), Part II Suplementary Information (1971), Am. Iron Steel Inst., 1977.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Reunión de la comisión de la F.I.P. sobre "Aceros y Sistemas de Pretensado"

Durante los días 8 y 9 de setiembre de 1986, celebró su segunda reunión anual, en Zurich (Suiza), la Comisión de "Aceros y Sistemas de pretensado" de la F.I.P. A ella asistieron 21 Delegados de once países. España estuvo representada por el Sr. Martí, de C.T.T.

Al iniciarse la reunión tomó posesión de su cargo el nuevo Secretario de la Comisión, Mr. Shaaf, de Holanda.

En relación con los temas tratados a lo largo de los dos días de Sesiones, debe destacarse lo siguiente:

1.– Materiales para aplicaciones criogénicas. En el Simposio de la F.I.P que habrá de celebrarse, en Israel, en 1988, se presentará el documento final sobre este tema, elaborado por la Comisión.

2.– Aceros de pretensado. Se estudiaron los diferentes métodos de ensayo de estos aceros y se discutió su utilización para la unión de piezas de acero.

3.– Recomendaciones para tendones no adherentes. La Comisión acaba de publicar un folleto sobre este tema, titulado "Corrosion Protection of Unbonded Tendons".

4.– Ensayos de corrosión bajo tensión. Se decidió crear un Subgrupo de Trabajo para la redacción definitiva de una recomendación sobre los métodos de ensayo que deben utilizarse en relación con este problema. Mr. Hampejs, expuso dos diferentes posibilidades, que serán analizadas por el Subgrupo.

5.– Condiciones superficiales de los aceros. Se acordó la recopilación de datos relativos a los valores de los rozamientos en los tendones, con el fin de incorporarlos a los estudios que está realizando el Subgrupo que se ocupa de este tema.

6.– Comportamiento bajo cargas multiaxiales. Se propone un método de ensayo para determinar unos valores que definan esta propiedad de los aceros. Se acordó elaborar las normas para dicho método de ensayo pero no fijar valores, ya que la misión de la Comisión es recomendar dicho método pero no establecer los criterios de aceptación, labor que es propia de las normas de cada país.

7.– Pretensado exterior. Ante el auge alcanzado por este tipo de construcciones, se decidió crear un Subgrupo que elabore un informe sobre las realizaciones actuales y estudie los diferentes materiales que en ellas se emplean.

8.– Otros materiales distintos del acero. Se presentó una amplia información sobre la utilización del "Poliestal" y "Aramid" en sustitución del acero y se decidió crear un nuevo Subgrupo que estudie las características que deben exigirse a estos materiales.

9.– Se anunció que con motivo del Simposio que habrá de celebrarse en Israel en 1988, se producirá el relevo de la presidencia de esta Comisión, accediendo a la misma Mr. Muller, de Suiza, al que a su vez se le ha encomendado la Presidencia de la Comisión que seleccionará las Comunicaciones que vayan a ser presentadas en dicho Simposio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Resultados y conclusiones de las pruebas efectuadas en el paso superior de Alfonso X, en el Cinturón de Ronda de Barcelona: Una fuente de enseñanza

Angel C. Aparicio
Juan Ramón Casas
Cátedra de Puentes
Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona

Resumen:

En el presente trabajo se recogen el planteamiento, la ejecución, los resultados y las conclusiones del conjunto de pruebas experimentales llevadas a cabo, en el Viaducto lado mar, sobre la plaza Alfonso X, del I Cinturón de Ronda de Barcelona, previamente a su demolición. Se obtiene de este modo un último beneficio científico de dicho viaducto, antes de su desaparición.

Organizamos esta comunicación en diez capítulos, haciendo en cada uno de ellos amplia referencia a la instrumentación utilizada en cada prueba, dando las conclusiones particulares referentes a la misma.

Finalmente, se extraen importantes enseñanzas acerca del grado de aproximación con que nuestros modelos teóricos de cálculo pueden simular el comportamiento de las estructuras reales.

1. INTRODUCCION Y ANTECEDENTES

El Ayuntamiento de Barcelona había venido estudiando, durante los dos últimos años, diversas posibilidades sobre la ordenación del tráfico en la Plaza de Alfonso X el Sabio, considerando, entre ellas, la demolición del paso elevado del Primer Cinturón de Ronda que existe entre la Plaza Alfonso X El Sabio y la calle Lepanto. (Fig. 1.1).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

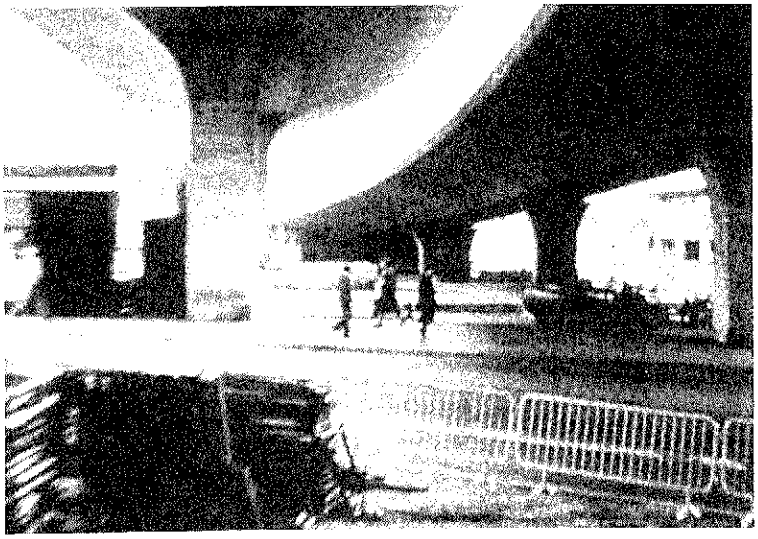


Fig. 1.1. Paso superior sobre la plaza de Alfonso X, en el cinturón de Ronda, Barcelona.

Fig. 1.2. Pasarela para peatones para el Festival of Britain, Londres. Construida en 1951, se ensayó hasta rotura en 1953.

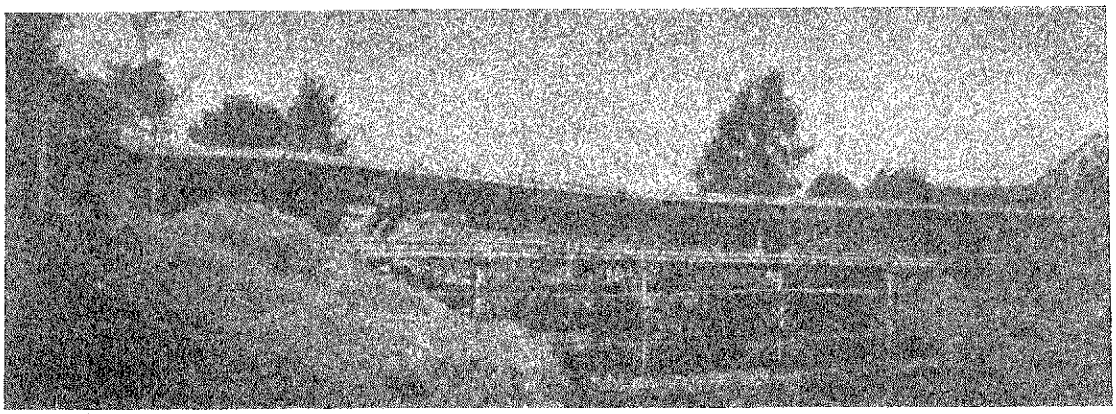


Fig. 1.3. Prueba hasta rotura del puente sobre el Glatt, en Opfikon, cerca de Zurich (Suiza). Construido en 1954-1955, fue demolido en 1960 tras una serie de ensayos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Enterado por la prensa, el Departamento de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de la Universidad Politécnica de Cataluña, sugirió, en escrito dirigido al Excmo. Sr. Alcalde, la posibilidad de realizar una prueba de carga, previa a la demolición del viaducto, si es que tal decisión era la definitivamente acordada por la Autoridad Municipal.

Cuando el Ayuntamiento de Barcelona decidió definitivamente demoler la estructura, lado Sur, del mencionado viaducto, consideró de interés recoger la sugerencia hecha por el Departamento de Estructuras de la Escuela de Caminos de la U.P.C. y, el 15 de febrero de 1984, asistimos a la primera reunión de trabajo con el Director de Servicios de Proyectos Urbanos, en la que se nos planteó y encargó la preparación de un Informe Técnico que sirviera de base para la redacción del Pliego de Condiciones que regiría la convocatoria del Concurso de Proyecto y Ejecución de la demolición del viaducto, lado Sur, del paso elevado del Primer Cinturón de Ronda, que existe entre la Plaza Alfonso X El Sabio y la calle Lepanto.

En este informe, debían figurar, de acuerdo con el Excmo. Ayuntamiento de Barcelona, las especificaciones necesarias que definieran las diversas etapas de la Prueba de Carga que el Departamento de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Barcelona estimara conveniente realizar, previas a la demolición del viaducto, debiendo ser formuladas como parte integrante del Pliego de Condiciones Técnicas que rigiera los trabajos de Demolición.

No es habitual la posibilidad de realizar ensayos hasta rotura en puentes construidos a escala real, por razones obvias. Quizá por ello, en las ocasiones en las que, en un país avanzado, se plantea la necesidad de demoler un puente por condicionantes funcionales, las Administraciones propietarias del mismo suelen ser sensibles a la petición de los científicos de gastar un poco más de dinero en la demolición del mismo, en la idea de sacar un último e importante beneficio marginal a la estructura, conscientes de la posibilidad de avance científico que puede suponer la realización de tales ensayos y conscientes también de que estos avances repercutirán, más pronto o más tarde, en la economía y seguridad de este tipo de obras de infraestructura.

Que nosotros conozcamos, los puentes pretensados que han sido demolidos por cambios en los condicionantes funcionales y en los que, previamente, se haya efectuado una prueba de carga del tipo que aquí se planteó, han sido los siguientes:

- Pasarela de hormigón pretensado para peatones, en Hyde Park, Londres. Construida para el III Congreso de la FIP, fue ensayada hasta rotura, previamente a su demolición (9). (Fig. 1-2).

- Puente pórtico de hormigón pretensado, sobre el río Glatt, en Opfikon, cerca de Zürich, Suiza.

  Construído en 1954-1955, fue demolido en 1960, cuando se construyó la autopista Zürich-Aeropuerto de Kloten (12). (Fig. 1-3).

  Se hicieron ensayos dinámicos, estáticos, y a fatiga, y, posteriormente, a rotura.

- Puentes de vigas de hormigón pretensado, cerca de Winchester, Tennessee, Estados Unidos.

  Estos puentes iban a quedar inundados por las aguas de un embalse. Antes de comenzar a embalsar agua se ensayaron dinámicamente, estáticamente y hasta rotura, en 1970. (6).

- Puente pórtico de hormigón pretensado, cerca de Schwamendingen, Zürich, Suiza.

  Construído en 1954, fue demolido en 1974, con ocasión de la construcción de la autopista Zürich-Wintertur, Suiza.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Se planteó una prueba de carga, previa a la demolición, con ensayos dinámicos y estáticos del puente completo y se ensayaron a rotura dos trozos longitudinales de puente (14).

– Y más recientemente, en 1983, los daneses efectuaron una prueba de carga hasta rotura de un puente losa continuo, que debía ser demolido por el avanzado estado de corrosión que presentaba el hormigón, siendo sorprendidos por la pronta y brusca rotura a esfuerzo cortante. (Información presentada oralmente por el Prof. Brondum Nielsen, en el NATO-Advanced Research Workshop: "Partial Prestressing: From Theorie to Practice" St. Remy-les-Chevreusse, junio 1984).

Desde la Universidad, entendimos que era nuestra obligación sugerir este modo de proceder. Aceptada por el Ayuntamiento de Barcelona la propuesta de realizar una prueba de carga, hasta rotura de un vano, previa a la demolición del viaducto, este puente se convertía, pues, en una de las pocas ocasiones de realizar una prueba de carga hasta rotura sobre un puente a escala real, aunque nos encontrábamos condicionados por los siguientes aspectos:

– Las circunstancias ambientales y funcionales que era preciso respetar, al estar la estructura en zona urbana.

– La idea de obtener la máxima información posible con un presupuesto mínimo.

– La interferencia de las operaciones de la prueba de carga en la demolición de la estructura, lo que podría originar incrementos del plazo de esta operación.

Estos tres condicionantes nos llevaron a concebir la prueba de carga que propusimos, que pensábamos que era relativamente sencilla de realizar, con un coste razonable, al tiempo que muy rica en cuanto a posibilidades de obtención de resultados experimentales se refiere.

2. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA SEGUN PROYECTO Y CONTROL DE CALIDAD DE EJECUCION

2.1. Tablero

2.1.1. Geometría

Estructuralmente, el viaducto lado mar era una viga continua de hormigón pretensado, de luces 24,00 + 34,18 + 45,88 + 45,70 + 33,40 + 33,40 + 33,0 m (Fig. 2-1). Su sección transversal tipo (Fig. 2-2), era una losa aligerada, de canto constante, de valor 1,60 m y de ancho superior 12,49 m, en sección tipo, anchura que aumentaba, en dirección Este, a partir de la pila 5', aproximadamente.

Los aligeramientos circulares estaban realizados con encofrado perdido, mientras que en el central el encofrado fue retirado.

El área teórica de la sección tipo era 7,41 m^2, estimándose un peso propio, teórico, de 18.525 Mp/ml.

El peso estimado de la superestructura era de 3,37 Mp/ml.

Los aligeramientos circulares estaban suprimidos, en un veinte por ciento de la luz, a cada lado de las pilas, mientras que el central llegaba hasta los diafragmas existentes sobre aquéllas.

La curvatura en planta del tablero era pequeña, (R-300 m), estando empotrado a torsión sobre pilas y estribos, por lo que la repercusión del trazado en planta en el comportamiento estructural no era significativa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

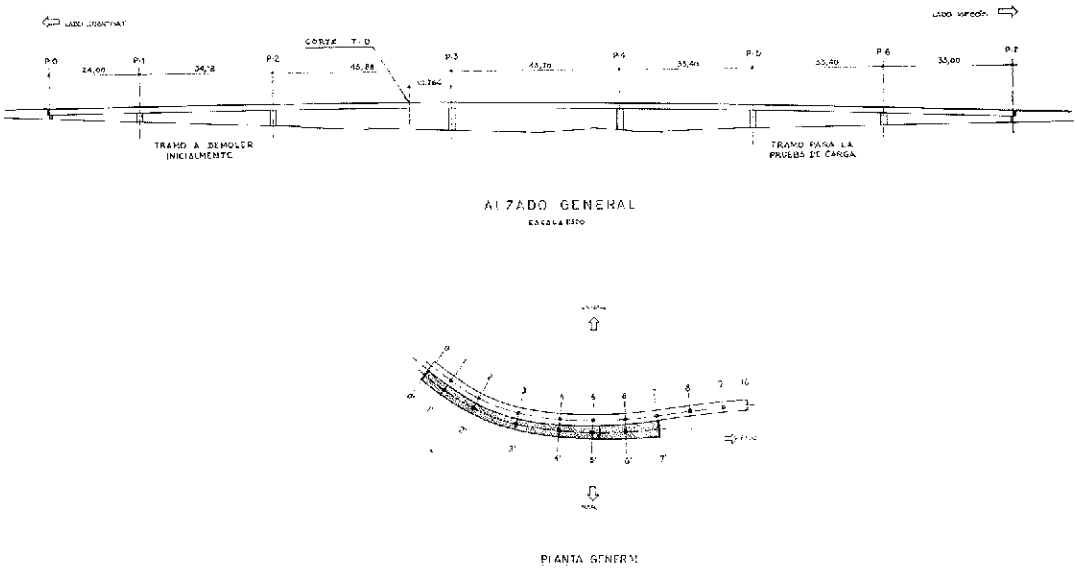


Fig. 2.1. Alzado y planta del paso superior.

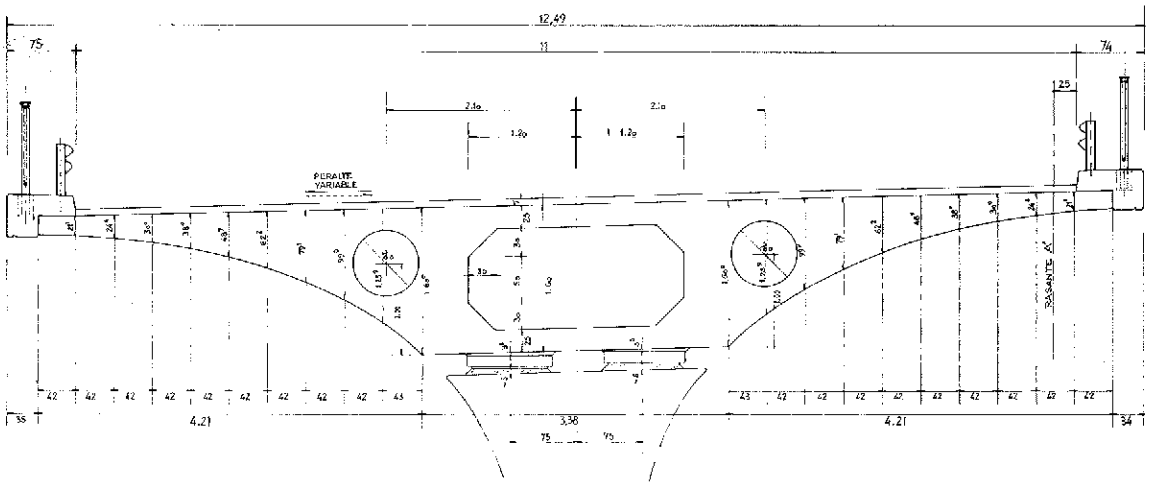


Fig. 2.2. Sección transversal tipo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2.1.2. Características de los materiales

2.1.2.1. Hormigón estructural

La resistencia, en probeta cilíndrica 15 x 30, a veintiocho días, evaluada a través de ensayos de control de calidad realizados durante la construcción, oscilaba, según los tramos, entre 388 y 439 Kp/cm², estimándose, a modo indicativo, unas resistencias medias, en el momento de realizar la prueba, del orden de un 30 por 100 superiores.

2.1.2.2. Acero de armar

El acero empleado fue NERSID/46, habiéndose medido en los ensayos de control de calidad de las diferentes partidas, las siguientes variaciones de sus propiedades características:

Límite elástico:	4.680 Kp/cm² (mín)	
	a 6.000 Kp/cm² (máx)	
Carga de rotura:	7.020 Kp/cm² (mín)	
	a 8.700 Kp/cm² (máx)	
Alargamiento en rotura:	19,2 por 100 (mín)	
	a 28,3 por 100 (máx)	

2.1.2.3. Acero de pretensado

El acero de pretensado es alambre ϕ 7 mm, de calidad teórica 150/170 Kp/mm². Los resultados del control de calidad durante construcción, arrojaron los siguientes resultados:

Carga de rotura real:	170 Kp/mm² (mín)	
	a 191 Kp/mm² (máx)	

Límite de proporcionalidad al 0,20 por 100:
entre el 85 y 95 por 100 de la carga de rotura.

Módulo de elasticidad medio: 20.000 Kp/mm²

Alargamiento en rotura sobre probeta de longitud 10 diámetros:

$$\delta_{10} \geqslant 5 \text{ por } 100$$

Relajación a 1.000 horas, a 20°C, bajo una tensión inicial igual al 70 por 100 de la carga de rotura: $\rho = 4$ por 100.

2.1.3. Dispositivos de apoyo

El tablero apoyaba, sobre cada pila o estribo, mediante una pareja de aparatos de apoyo de neopreno confinado, distanciados transversalmente 1,50 metros en las pilas tipo. El punto fijo estaba sobre la pila 4' estando constituido por dos aparatos de apoyo de las siguientes características:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Carga vertical admisible: 900 Mp por apoyo.

Fuerzas horizontales:
En sentido longitudinal: 70 Mp/2 = 35 Mp
En sentido transversal: 20 Mp/2 = 10 Mp

Los aparatos de apoyo sobre las restantes pilas, tenían las siguientes características:

Apoyo sobre pila	*Tipo*	*V. Adm.* (Mp.)*	*Hx Adm. (Mp.)*	*Hy Adm.(**) (Mp.)*
1'	Multidirecc.	800	0	0
2'	Multidirecc.	800	0	0
3'	Multidirecc.	1.000	0	0
5'	Móvil longitud	800	0	20
6'	Móvil longitud	900	0	20

(*) = Carga vertical admisible por aparato de apoyo.
(**) = Fuerzas horizontales admisibles entre ambos apoyos.

2.1.4. Procedimiento constructivo

El tablero fue construido por tramos sucesivos, según la secuencia y sentido de avance indicado en la figura 2-3.

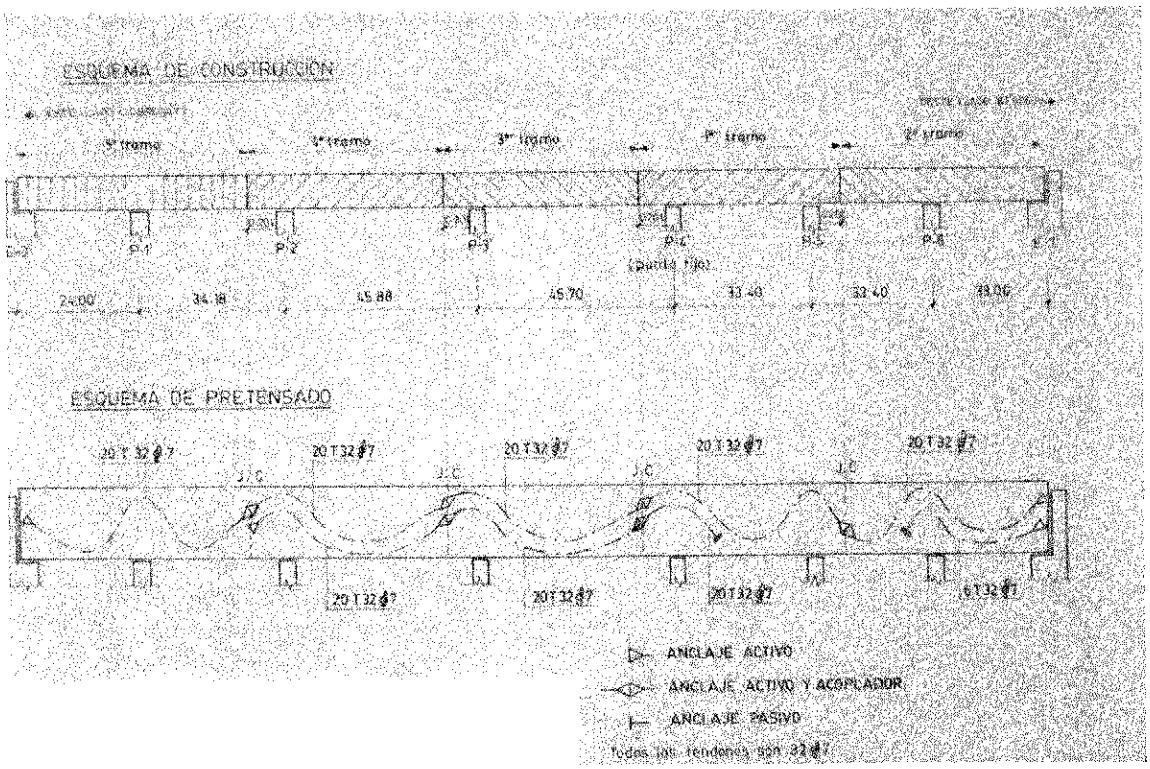


Fig. 2.3. Secuencia de construcción y esquema del pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Primer tramo: Vano (1') entre pilas 4' y 5', y sendos voladizos.

Segundo tramo: (2'), parte restante del vano entre pilas 5' y 6' y vano entre pila 6' y estribo 7'.

Tercer tramo: (6'), porción de vano entre pilas 4' y 3' y voladizo correspondiente.

Cuarto tramo: (7'), porción de vano entre pilas 3' y 2' y voladizo correspondiente.

Quinto tramo: (8'), porción de vano entre pilas 2' y 1', y vano entre pilas 1' y estribo Oeste (0').

El empalme entre tendones de pretensado se realizó mediante acopladores.

La construcción se realizó entre Diciembre de 1972 y Noviembre de 1974.

2.1.5. Pretensado

El pretensado del tablero estaba realizado mediante tendones 32 ϕ 7, con acero de la calidad descrita anteriormente, anclados según el sistema BBRV y alojados en vainas posteriormente inyectadas (Fig. 2-3).

La fuerza de tesado de cada unidad fue de 154 t iniciales, para descender posteriormente a 146,4 t, fuerza a la que se bloquearon.

Todos los tendones de cada tramo se tesaron antes de realizar el siguiente.

2.1.6. Datos para eventuales cálculos estáticos de verificación

2.1.6.1. Características de las secciones

Sección tipo aligerada:

Area:		$A = 7{,}410\ m^2$
Inercia:		$I = 1{,}792\ m^4$
Distancia desde la fibra baricéntrica a la fibra	superior	$v = 0{,}566$ m
	inferior	$v' = 1{,}034$ m

Secciones aligeradas de ancho variable.

Sección aligerada teórica, sobre apoyo.

P-5'	P-6'	Estribo-7'
$A = 7{,}410\ m^2$	$8{,}16\ m^2$	$8{,}91\ m^2$
$I = 1{,}792\ m^4$	$2{,}1785\ m^4$	$2{,}5654\ m^4$
$v = 0{,}566$ m	0,566 m	0,566 m
$v' = 1{,}034$ m	1,034 m	1,034 m

2.1.6.2. Tren de cargas de cálculo

La estructura fue calculada para el vigente tren de cargas para puentes de carretera: Vehículo de 60 Mp y sobrecarga uniforme de 400 Kp/m².

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2.1.6.3. Reacciones de peso propio y carga permanente

Los valores teóricos, incluyendo macizamientos, son los siguientes (Mp):

Apoyo	0'	1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'
R. peso propio	184	566	763	895	756	567	793	315
R.C. perm.	32	101	137	161	136	101	138	52
R.hip.	19	−19	≃ 0	≃ 0	≃ 0	≃ 0	−35	35

2.2. Pilas

La definición de la geometría y armaduras de una pila típica está recogida en la figura 2-4.

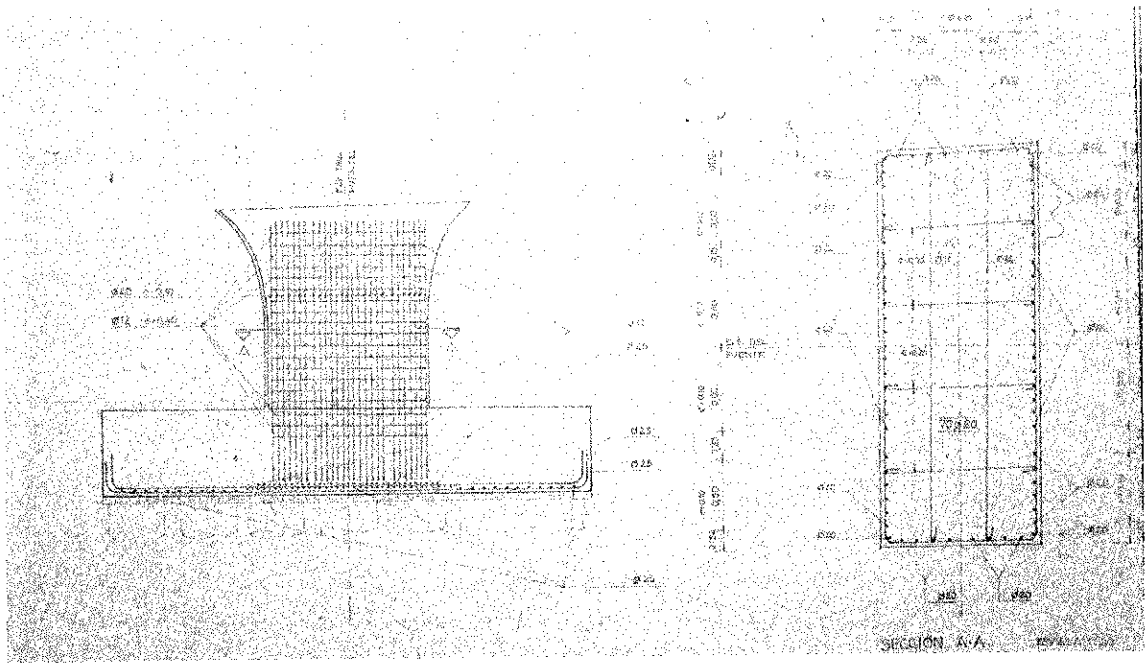


Fig. 2.4. Geometría y armadura de la pila P-6'.

El acero de armar presenta las características descritas anteriormente.

La resistencia característica del hormigón, medida en probeta cilíndrica 15 x 30, a veintiocho días, evaluada a través de ensayos de control de calidad realizados durante la construcción, oscila, según pilas, entre los 231-246 Kp/cm² y 366-434 Kp/cm².

2.3. Estribos

Ambos estribos consistían en sendos muros frontales de H.A., de muy baja altura, y cimentados sobre pilotes, completados por las correspondientes aletas laterales, no presentando ningún aspecto de particular interés relacionado con el tema que nos ocupa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

3. PLANTEAMIENTO Y FASES DE LA PRUEBA DE CARGA

Para la concepción de la prueba de carga nos fijamos los siguientes objetivos generales:

- Realización en el vano del viaducto que perturbara lo menos posible las condiciones funcionales y que tuviera las mínimas implicaciones en los servicios existentes.
- Facilidad y rapidez de ejecución, de modo que su realización no incrementara el plazo de ejecución de los trabajos de derribo. (Por ello, no se planteó ningún tipo de prueba de fatiga).
- Que no planteara problemas de seguridad.
- Que fuera lo más rica posible en resultados experimentales, con un presupuesto mínimo.
- Insistir más en aquellos aspectos que estaban relacionados con las líneas de investigación del Departamento, y de forma muy especial, con las tesis doctorales en marcha, (7), (10), (11).
- Planteamiento en etapas cortas, y claramente definidas.

  Utilizar una instrumentación accesible en España.

Por las consideraciones anteriores, concebimos las pruebas experimentales concentradas en la parte Este del viaducto y las organizamos en cinco fases diferenciadas:

I. Una campaña de información previa, destinada a la obtención de datos relativos a la resistencia real de los hormigones y a la distribución de temperaturas en el tablero del viaducto.

II. Una segunda fase destinada a la realización de los ensayos dinámicos.

III. Una tercera etapa consistente en la realización de pruebas de carga estáticas, dentro del dominio de comportamiento elástico de la estructura.

IV. La cuarta fase, en la que se efectuaría una prueba de carga hasta rotura del vano comprendido entre las pilas 5' y 6'.

V. Por último, se llevarían a cabo unos ensayos finales tendentes a determinar el grado de inyección de las vainas, la conservación del acero de pretensado, así como las tensiones existentes en los tendones once años después de su puesta en tensión.

La ejecución de los trabajos fue adjudicada, por el Excmo. Ayuntamiento de Barcelona, a la empresa Ingeniería y Construcciones Sala Amat, con proyecto de demolición de José A. Torroja, Oficina Técnica, y CIVILPLAN, S.A., siendo subcontratados los trabajos de instrumentación a INTEMAC S.A.

En reuniones mantenidas anteriormente al comienzo de las obras, entre los técnicos municipales, los de las empresas mencionadas y el Departamento de Estructuras, se decidió organizar los trabajos de demolición y la realización de pruebas experimentales, según la figura 3.1, en donde se recogen las distintas etapas de la prueba experimental y los objetivos que persigue cada una de ellas.

Esta campaña experimental fue llevada a cabo, en sus distintas etapas, entre los días 22 de abril y 30 de mayo del año 1985.

Analizaremos en los apartados sucesivos el planteamiento, la ejecución y los resultados más interesantes de cada una de las etapas, anteriormente mencionadas, en las que se dividió la campaña de ensayos experimentales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

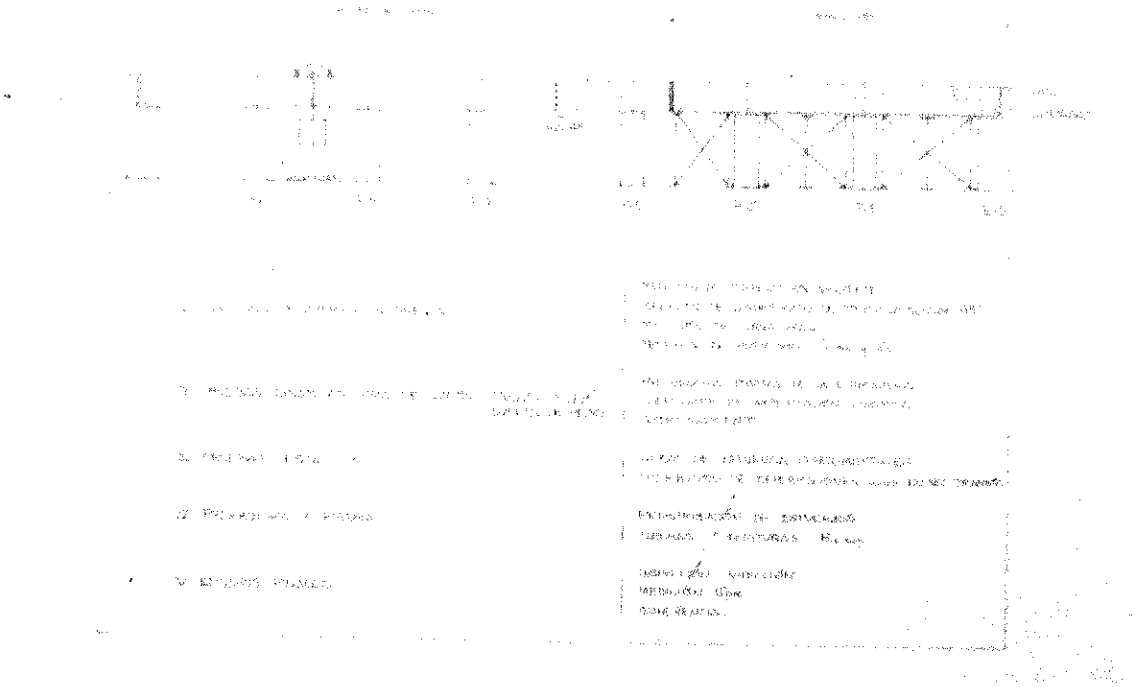


Fig. 3.1. Planteamiento de la prueba de carga.

4. CAMPAÑA DE INFORMACION PREVIA

4.1. Objetivos planteados y justificación de los mismos.

La realización de esta fase perseguía los siguientes objetivos:

I. Medición de la temperatura ambiente en la zona, y en la parte superior e inferior del tablero. Medición de la curvatura impuesta por el gradiente térmico.

II. Medición de distribución de temperaturas en el hormigón del tablero.

III. Medición de las propiedades reales del hormigón del tablero y de la pila P-6'.

Y la justificación del interés de los mismos es la siguiente:

- Al realizar el ensayo en una estructura hiperestática, necesitábamos conocer la influencia del gradiente térmico en los esfuerzos y las curvaturas, con el fin de deducirlos de los originados por las cargas exteriores.
- El objetivo II, además de su implicación con lo anteriormente expuesto, es tema de una tesis doctoral en curso de realización en nuestro Departamento (11).
- Es imprescindible conocer la ley tensión-deformación del hormigón, para pasar a tensiones las deformaciones medidas por las bandas extensométricas y,así, mediante integración de aquéllas, obtener los esfuerzos correspondientes. (Véase 7.5.1.5).
- El conocimiento de la resistencia última actual del hormigón del tablero es imprescindible para comparar los resultados experimentales de la prueba hasta rotura, con los modelos teóricos de análisis no lineal de estructuras de hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

4.2. Instrumentación y realización

Para la medición de la temperatura ambiente en la zona, y en las partes superior e inferior del tablero, se utilizaron termómetros de máxima y mínima, con una resolución de una décima de grado centígrado y se montaron de modo que estuviesen protegidos de la radiación solar directa.

Para la medición de las curvaturas del tablero se emplearon los curvímetros (Fig. 4.1). Este instrumento, puesto a punto por el Profesor Tobío, y desarrollado en esta ocasión por INTEMAC, acorde con las especificaciones estipuladas en (2), consiste en una base de metacrilato apoyada sobre la estructura en tres puntos, en el medio de la cual se dispone un flexímetro de precisión. Conociendo la longitud de la base y la lectura del flexímetro era posible obtener, por diferencias finitas, la evolución de los incrementos de curvatura que tomaba el tablero, bien por efectos del gradiente térmico, o bien por el incremento de las cargas de prueba.

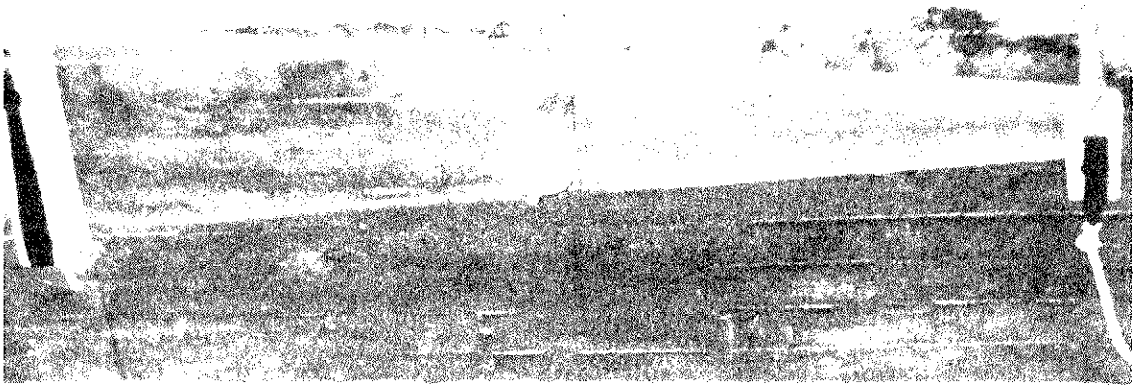


Fig. 4.1. Curvímetros utilizados.

La medición de la distribución de temperaturas en el interior del tablero de hormigón se efectuó mediante circuitos integrados sensibles a la temperatura, (ICS), en lugar de los previstos termorresistores de platino (RTD). El motivo fundamental de la sustitución fue la preocupación existente por que pudiera romperse alguno de los cables de conexionado eléctrico, hecho que afectaría a la precisión de lecturas con termorresistores o termopares.

El sensor de temperatura integrado elegido, tiene una respuesta lineal de 1 A por grado absoluto de temperatura. Para operar con él basta excitarlo con una fuente de tensión estabilizada (no necesariamente de precisión) e intercalar en el circuito una resistencia (de precisión) para medir entre sus extremos la caída de potencial, que es proporcional a la temperatura. Este tipo de montajes presenta la ventaja, sobre los métodos tradicionales (termistor, termorresistor, termopar, etc.), de ser el de respuesta más lineal, y de no estar afectado por las resistencias parásitas del cableado. En su contra podríamos señalar que no está suficientemente probado para instalaciones a largo plazo, lo que en el caso que nos ocupa no es de aplicación.

Los sensores de temperatura se ajustaron individualmente, y las resistencias de precisión se tararon con el máximo cuidado (voltímetro electrónico a 4 hilos), con el fin de obtener la mejor garantía en la lectura de temperaturas, estando conectados al sistema general de adquisición de datos descrito en 5.3.2.

Durante cinco días consecutivos, entre el 26 de abril y el 30 del mismo mes, se midieron cada dos horas todas las temperaturas de los termómetros convencionales y de los ICS, así como las curvaturas del tablero, pudiéndose ver algunos resultados en el punto siguiente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Para la determinación de las propiedades de resistencia y deformabilidad del hormigón del tablero y de la pila, se realizaron varios ensayos sobre probetas extraídas de diferentes puntos, (Fig. 4-2), mediante una sonda especial, (Fig. 4-3).

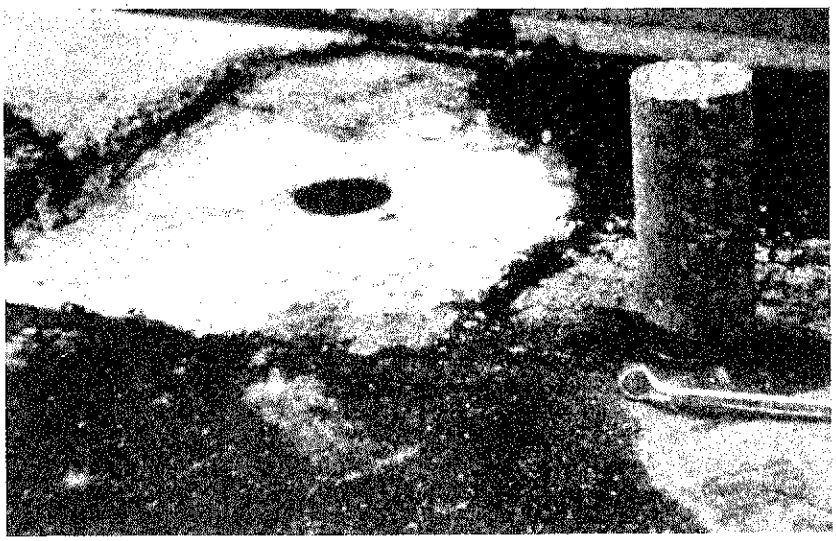


Fig. 4.2. Testigo de hormigón extraído del tramo del tablero ensayado.

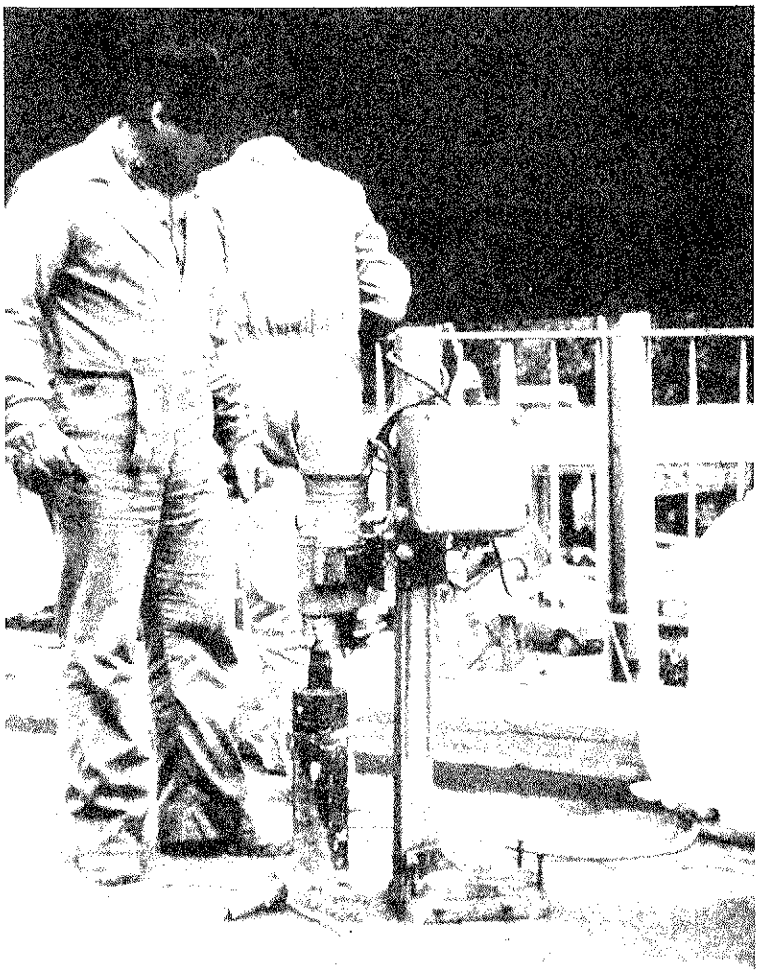


Fig. 4.3. Máquina de extracción de testigos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Un grupo de probetas era ensayado a rotura por compresión, otro a flexotracción, y los del tercer grupo restante se ensayaban en una prensa de precisión con registrador gráfico, obteniendo curvas tensión-deformación hasta rotura del hormigón.

Como el incremento de reacción en la pila P-6', en la prueba de carga hasta rotura lo íbamos a medir mediante bandas extensométricas (véase 7.5.1.5), era de particular importancia conocer el grado de homogeneidad del hormigón de la misma, con objeto de poder garantizar que las propiedades deducidas de unas pocas probetas iban a ser representativas de toda la masa de hormigón. Por ello, y previa a la extracción de probetas en la pila, se efectuó una campaña de mediciones ultrasónicas y escleromètricas cuyos resultados permitieron dictaminar si el procedimiento que iba a ser empleado para medir las variaciones de reacción iba a resultar fiable, o no.

4.3. Resultados y conclusiones

4.3.1. Curvaturas del dintel y distribución de temperaturas en el tablero originadas por el soleamiento

En la figura 4-4 se recoge la variación de las curvaturas en el tablero debidas a solea-

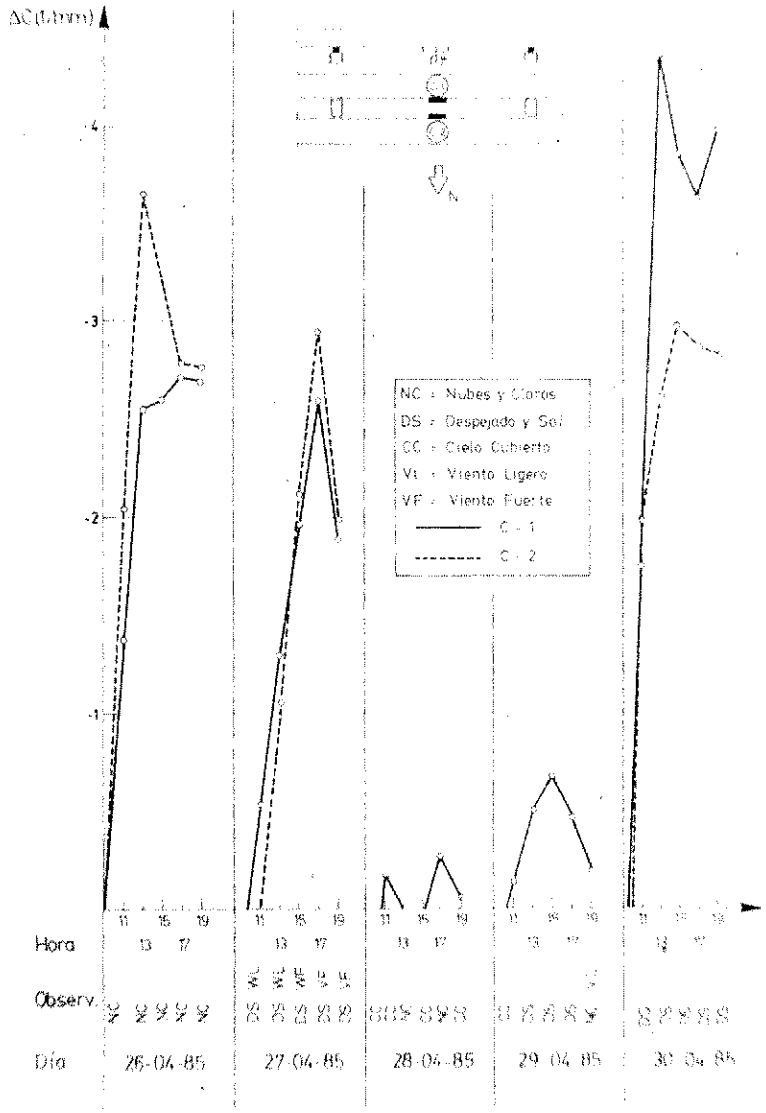


Fig. 4.4. Variación de las curvaturas medidas en el curvímetro C-1, debidas al soleamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

miento, medidas mediante la pareja de curvímetros dispuestos en el intradós de la sección 45', centro luz del vano de 33,40 m entre las pilas P-4' y P-5'. Debemos hacer notar que estas curvaturas medidas son la suma de dos efectos: la propia curvatura impuesta en la sección por la distribución de temperaturas no uniforme a lo alto del canto de la sección, más la curvatura originada por el momento flector hiperestático que aparece en la sección como consecuencia de la continuidad de la estructura de cuatro vanos.

Comentaremos también, que estos resultados son cualitativamente válidos, pero que no pueden utilizarse directamente los valores medidos, sin efectuar ciertas correcciones. La primera de ellas, afecta a la corrección de la longitud de la base del curvímetro, que es variable con la temperatura, y que afecta al resultado de la medición, puesto que, a partir del dato del incremento de flecha relativa suministrado por el flexímetro central, F, la curvatura se obtiene:

$$C = \frac{2F}{(\text{Base})^2}$$

La segunda corrección viene motivada por la influencia que tiene el incremento de temperatura sobre el mecanismo del flexímetro, que produce movimientos en su aguja de lectura. Este fenómeno lo detectamos en los curvímetros situados sobre el tablero, durante la prueba de carga a rotura. Realizada en un día en el que nubes y claros se alternaban, observamos que, sin incrementarse las cargas de prueba, la salida del sol producía un rápido movimiento de la aguja del flexímetro, movimiento que no puede atribuirse al cambio de curvatura del tablero de hormigón, ya que éste, debido a su gran inercia térmica, tarda mucho más tiempo en deformarse.

Posteriormente, hemos verificado este fenómeno sometiendo a un flexímetro a la radiación de una estufa, habiendo comprobado cómo, efectivamente, la aguja del flexímetro se mueve debido a la sensibilidad de su mecanismo frente a los cambios de temperatura. Por todo ello, la figura 4-4 debe tomarse solamente como orientativa, caraciendo de fiabilidad los resultados que, referente a los valores de los incrementos de curvatura, están allí indicados.

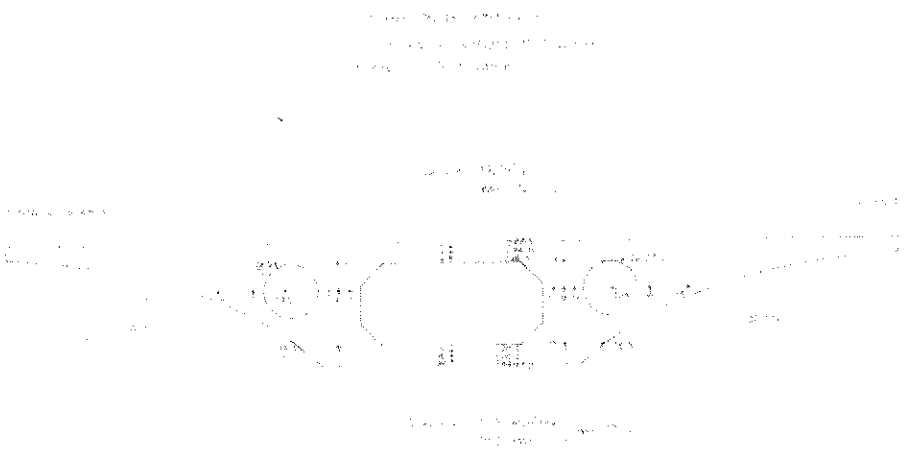


Fig. 4.5. Temperaturas del hormigón medidas en la sección central del vano 4'-5', a las 7 h. 30 m. de la tarde del día de máximo soleamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

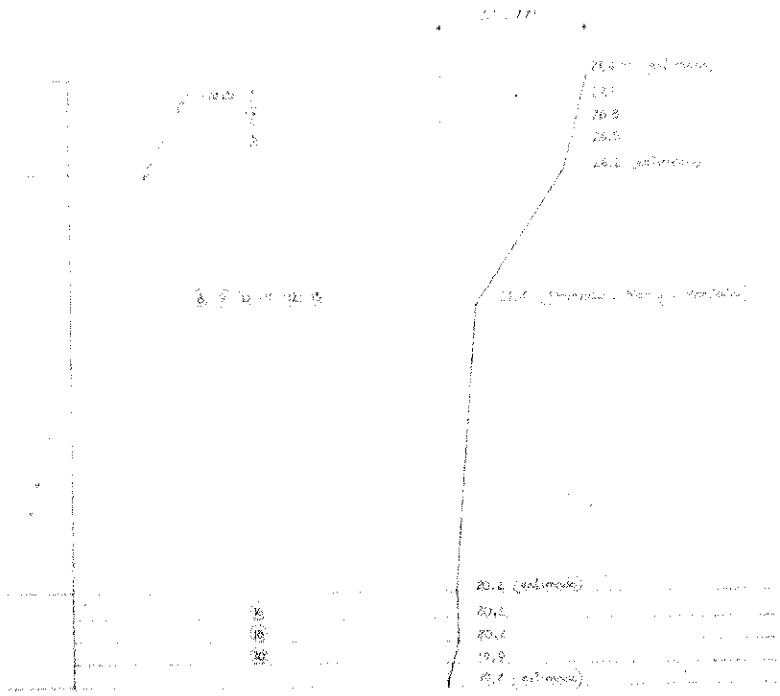


Fig. 4.6 (a)

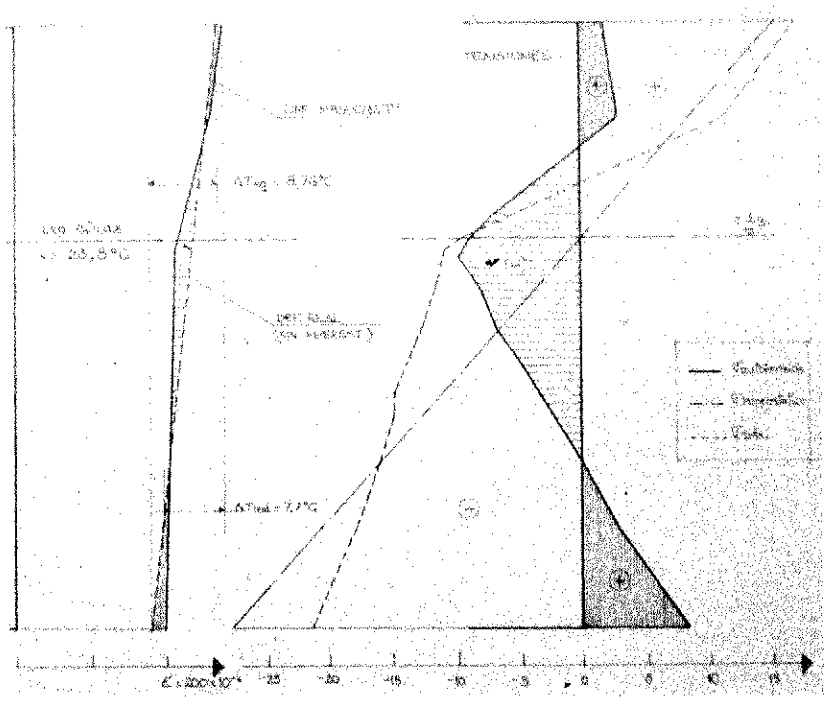


Fig. 4.6. (b)

Fig. .6. Hipótesis de distribución de temperaturas sin gradiente transversal y estado tensional teórico originado en la sección central del vano 4'-5'.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En la figura 4.5 están indicadas las temperaturas medidas en el hormigón del tablero de la sección instrumentada, la 45', a las siete y media de la tarde del día de máximo soleamiento. Como allí puede verse, no existe un gradiente transversal apreciable, la distribución de temperaturas a lo alto del canto no es lineal, y las temperaturas existentes en las fibras de hormigón próximas al borde superior, 27,1°C, son mayores que la temperatura ambiente máxima registrada durante el día (21,5°C), lo que nos quiere decir, que la distribución de temperaturas tiene que ver con la intensidad de la radiación solar, y no con las temperaturas ambiente existentes.

En la hipótesis de una distribución de temperaturas sin gradiente transversal, tal como la indicada en la figura 4-6 a, un análisis seccional nos da los resultados que se exponen en la 4-6 b, donde se indica la expansión eficaz de la fibra baricéntrica del dintel y su gradiente lineal equivalente, así como el estado tensional resultante, suma del estado de autotensión y de los efectos hiperestáticos que se producen en una viga continua.

Merece la pena destacar cómo, para esta geometría de la sección transversal, y esta distribución de temperaturas, el gradiente lineal de temperatura que produce idéntica curvatura impuesta a la sección es más alto, (8,76°C), que el obtenido como diferencia entre las temperaturas de las fibras superior e inferior de la sección, 7,7°C).

4.3.2. Resultados de los ensayos relativos a las propiedades del hormigón

En la figura 4-7 se recoge, de una manera compacta, un cuadro resumen de las propiedades del hormigón de diversos puntos de la obra, resultados que fueron obtenidos , como ya hemos indicado, ensayando diversas probetas testigo, de 10 cm de diámetro, extraídas de las zonas correspondientes.

Esta figura pone de manifiesto cómo las correlaciones existentes entre las diversas propiedades del hormigón las debemos interpretar, siempre, como indicativas de valores medios, pudiéndose obtener valores, en probetas concretas, muy diferentes entre sí. Basta indicar, como ejemplo, los valores del módulo de deformación E_c, obtenidos en las probetas D' y A' del tablero: a pesar de tener idéntico peso específico, (2,34 t/m^3) sus módulos de deformación están en una relación de 1,34. Dejamos al lector que saque sus conclusiones respecto a las correlaciones que puedan existir entre f_c y E_c, o f_c y f_{ct}.

Uno de los resultados relativos a las curvas experimentales tensión-deformación del hormigón, sometido a compresión centrada, queda recogido en la figura 4-8, donde puede apreciarse la típica forma parabólica de la curva, con tangente, prácticamente horizontal para la tensión máxima, y con su acortamiento en rotura próximo a las 20 diezmilésimas, resultados que aumentan nuestra confianza en la manera de calcular que habitualmente empleamos cuando proyectamos estructuras de hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

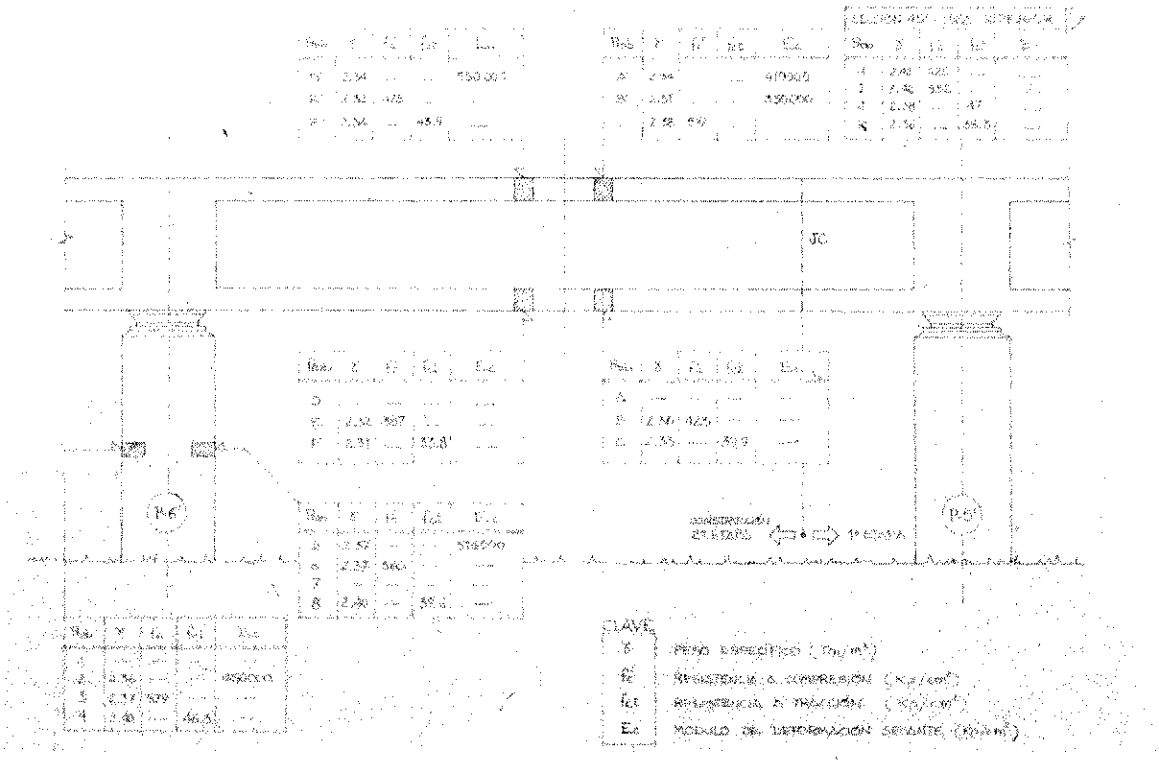


Fig. 4.7. Cuadro resumen de las propiedades del hormigón de diversos puntos de la obra, obtenidas experimentalmente a partir de probetas testigo.

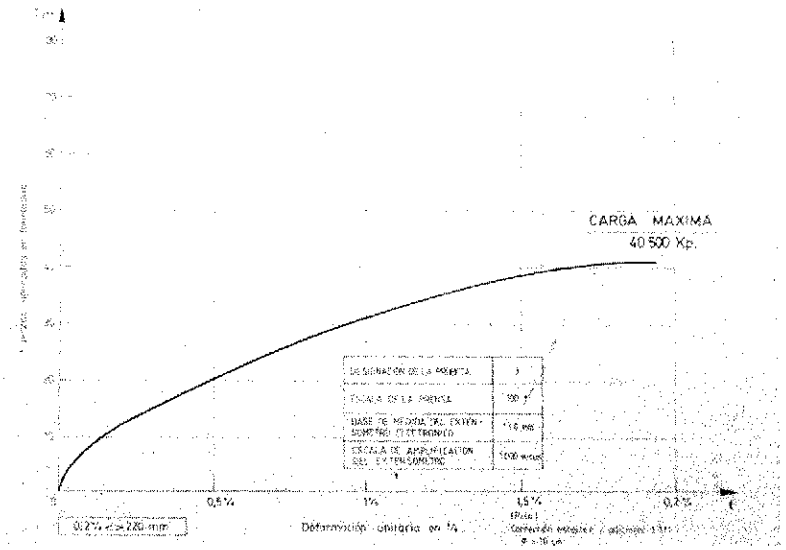


Fig. 4.8. Curva carga - acortamiento, obtenida en un ensayo a compresión de una probeta testigo extraída de la pila P-6'.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

5. PRUEBA DE CARGA DINAMICA

5.1. Introducción

Desde que en el año 1922 el EMPA (Eidgenössisch Materialprüfungs und Versuchsanstalt), organismo de la Administración suiza encargado de la investigación en nuevas técnicas y materiales, realizara el primer ensayo dinámico a escala real, tal como hoy lo entendemos, en el puente Kettenbrücke, en la localidad suiza de Aarau, (un puente colgante a base de cadenas de fundición construido en el año 1850), se han venido realizando, hasta la fecha, gran número de pruebas dinámicas en puentes en dicho país, el cual cuenta, por tanto, con una experiencia de más de 60 años en este tipo de pruebas. Por su parte, las Administraciones inglesa, belga, canadiense y estadounidense han realizado también numerosos ensayos encaminados a la determinación de parámetros de tipo dinámico en puentes.

La realización de tales pruebas tiene como finalidad el garantizar, por una parte, el correcto funcionamiento del puente frente a las solicitaciones dinámicas a que va a estar sometido, verificando que la respuesta del mismo es acorde con lo que estaba previsto en la fase de proyecto, y que los parámetros dinámicos de la estructura una vez construída, concuerdan con los que se habían previsto en el diseño. En este sentido, la prueba dinámica mantiene un total paralelismo con lo que representa una prueba de tipo estático en cuanto a verificación del comportamiento del puente definitivo frente a acciones estáticas. Por otra parte, gracias a los resultados obtenidos, referentes a amortiguamientos, modos y frecuencias de vibración, etc., puede crearse una base de conocimeinto que será de gran valor a la hora de futuras realizaciones. Hoy en día, existe ya un cierto contenido de resultados, gracias a las distintas pruebas realizadas en algunos países; pero todavía es necesaria la incorporación de ensayos en nuevas tipologías, tanto longitudinales como de sección transversal, así como la realización de mayor número de pruebas en tipologías más estudiadas, para conseguir una base de datos suficientemente representativa que permita un tratamiento estadístico global válido de los mismos.

En nuestro país, no teníamos conocimiento, a la hora de la ejecución de esta prueba, de que se hubiera realizado ningún ensayo de tipo dinámico en puentes de carretera, exceptuando el llevado a cabo en el puente de Rande, encontrándonos, en este sentido, en una situación muy atrasada con respecto a otros países europeos y americanos, por lo cual resulta necesario un esfuerzo en el sentido de potenciar las mismas, tanto en lo que se refiere al aspecto de pruebas de aceptación, de modo análogo a lo que se hace con las pruebas de tipo estático, como pruebas de reconocimiento, las cuales se efectuarían cuando existieran dudas acerca del correcto comportamiento del puente. Este último aspecto constituye una de las líneas de investigación abiertas en la Cátedra de Puentes de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona, realizándose en la misma una Tesis Doctoral sobre el tema (7), al propio tiempo que los Departamentos de Estructuras y Física de la misma Escuela están trabajando, conjuntamente, en un Proyecto de Investigación de la CAICYT (Comisión Asesora Investigación Científica y Técnica) en el que parte fundamental del mismo lo constituyen la determinación de los parámetros dinámicos reales de un puente (4).

5.2. Objetivos

Nos planteamos los siguientes objetivos:

5.2.1. Determinar las frecuencias propias de vibración de la parte del viaducto resultante del corte realizado en la zona del vano 2'-3' cercana a la pila 3'; y, en particular, la fre-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

cuencia fundamental; y compararlas con los resultados obtenidos de los modelos teóricos más exactos existentes, para evaluar la fiabilidad de los mismos, así como de los modelos más simplificados e, incluso, con correlaciones de tipo empírico, en un intento de acotar su grado de aproximación.

5.2.2. Determinar experimentalmente el coeficiente de amortiguamiento, entendido como porcentaje con respecto al amortiguamiento crítico, correspondiente al modo de vibración dominante en un proceso de vibración libre de la estructura ensayada.

5.2.3. Determinar el coeficiente de amplificación dinámica de las cargas móviles, en función de la velocidad de las mismas al cruzar la superestructura del viaducto.

5.2.4. Iniciar una metodología y abrir un camino para la puesta a punto de pruebas de carga dinámica en nuestro país, a fin de potenciar la realización de las mismas en un futuro próximo.

5.2.5. Adquirir experiencia propia un equipo de personas del Departamento de Estructuras de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona, de cara a las líneas de investigación y desarrollo que en el mismo se hallan abiertas, tanto a nivel de Tesis Doctorales como de proyectos de investigación en equipo, (7) y (4).

5.3. Instrumentación

5.3.1. Instrumentación prevista

La instrumentación contemplada en el Pliego de Condiciones (2) para las distintas fases englobadas dentro de la prueba dinámica era:

a) 2 acelerómetros para la medida de aceleraciones, dispuestos en los puntos medios de los vanos 3'–4' y 5'–6'.

b) 6 transductores de desplazamiento para la medida de flechas en distintos puntos del viaducto.

5.3.2. Instrumentación utilizada

La instrumentación realmente utilizada en todas las fases de la prueba fue la siguiente:

a) 2 transductores de aceleración, tal como estaba previsto, aunque el posicionamiento de uno de ellos se modificó dado que, al cortarse la estructura completa y no considerarse adecuada la colocación del segundo tablón RILEM en el vano 3'–4', se optó por cambiar su ubicación dentro del viaducto, situándolo en un vano contiguo a aquél en el que se encontraba el otro acelerómetro, es decir, en el vano 4'–5'. Los dos acelerómetros se colocaron en el interior del cajón, fijos a la tabla inferior, disponiendo los amplificadores de señal lo más cerca posible a los mismos, a fin de conseguir la minimización del ruido de fondo en los registros.

b) 8 transductores de desplazamiento. A propuesta de la empresa encargada de la instrumentación, se decidió instalar 2 transductores de desplazamiento adicionales a los 6 exigidos, colocados en las secciones 57" y 55' y centrados en sentido transversal. El principio básico de funcionamiento de estos 2 transductores adicionales es completamente distinto al de los otros 6 instalados y se pretendía con su colocación el verificar su correcto funcionamiento al compararlos entre sí. La disposi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ción final de los transductores de aceleración y desplazamiento queda resumida en la figura 5.1

c) Un analizador de espectros que permitía, en tiempo real y de modo simultáneo a la ejecución de la prueba, obtener el espectro de frecuencias de la señal correspondiente a alguna de las variables que se estaban midiendo, tanto de desplazamiento, como de aceleración. En este caso, se decidió realizar el análisis de la señal medida por el acelerómetro colocado en el centro del vano 5'–6'; mientras que la información proveniente del resto de la instrumentación se registraba a través del sistema de adquisición de datos.

El poder contar con dicho analizador fue de suma utilidad a la hora de una verificación rápida "in situ" de los datos que se registraban, permitiendo un control instantáneo del correcto desarrollo de la prueba.

d) Sistema de adquisición, registro y salida de datos, tal como se recoge en la figura 5-2, utilizado también en las otras fases de la prueba de carga; pero que en el caso de una prueba de estas características resulta de vital importancia. Estaba compuesto por:

– unidad de muestreo de baja velocidad, con voltímetro electrónico, de 30 canales.

– unidad de muestreo electrónico de alta velocidad, con conversor A/D, de 64 canales.

– amplificadores de señal para acelerometría y acondicionadores de señal para extensometría.

– filtro de baja frecuencia pasabanda.

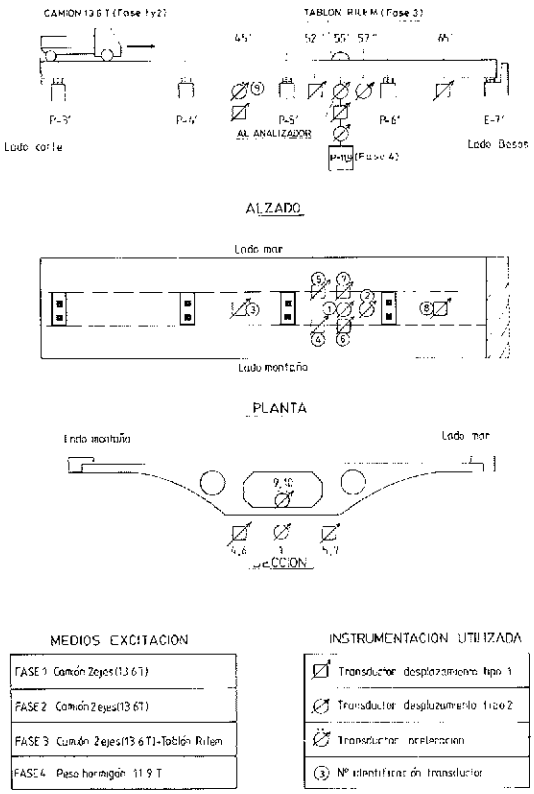


Fig. 5.1. Instrumentación y medios de excitación usados en las distintas fases de la prueba de carga dinámica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

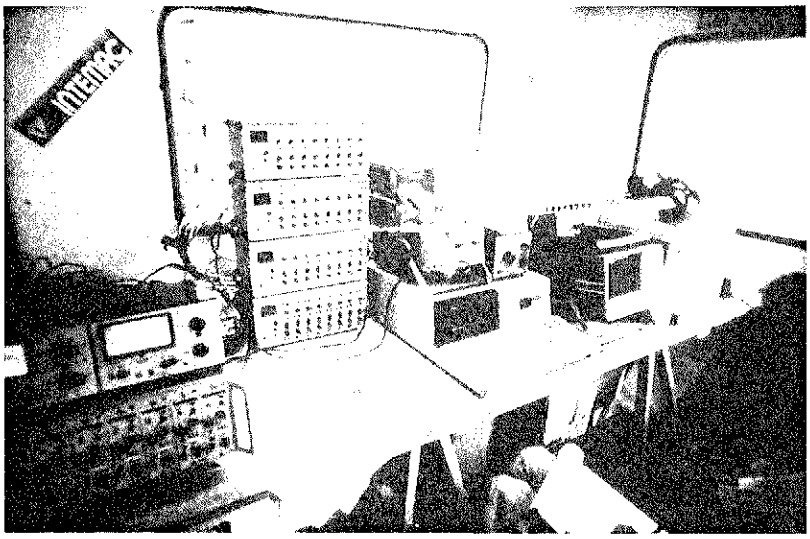


Fig. 5.2. Sistema de adquisición de datos empleado en todas las fases de la prueba de carga.

– microordenador con 1350 kbytes de memoria RAM y unidad de disco auxiliar dual (2 x 270 kbytes) y terminal gráfica incorporada.

– impresora y plotter.

Dicho sistema permitía analizar, de modo instantáneo, los datos obtenidos, así como obtener una impresión gráfica de los mismos para verificaciones posteriores, y demostró ser de gran utilidad en una prueba tan compleja como ésta.

5.4. Medios de carga

Para conseguir que la estructura alcanzara un nivel de vibración suficiente para ser registrado de modo adecuado por los aparatos de medida, se utilizaron los siguientes medios de carga:

5.4.1. Camión de dos ejes, con las siguientes características:

distancia entre ejes	=	3.800 mm.
vía anterior	=	1.200 mm.
vía posterior	=	1.500 mm.
anchura	=	2.300 mm.
longitud total	=	6.500 mm.
peso eje delantero	=	3.780 Kg.
peso eje trasero	=	9.810 Kg.
peso total	=	13.590 Kg.

La determinación exacta del peso se hizo mediante pesaje en báscula oficial.

5.4.2. Obstáculos artificiales, de medidas normalizadas (tablón RILEM) colocados en la calzada

Aunque en un principio se pensó en la utilización de 2 tablones de idénticas caracte-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

rísticas, situados en las secciones 55' y 35', el hecho de que se cortara el viaducto en el vano 2'-3' hizo que se decidiera mantener, únicamente, el tablón RILEM en la sección 55', eliminando el de la sección 35', y ello por dos razones obvias:

a) El hecho de que, cuando el vehículo circulara en el sentido Este-Oeste (Estribo-corte), la proximidad existente entre las zonas donde debía colocarse el tablón y el corte de la estructura, hacía que el vehículo debiera empezar a frenar incluso antes de que hubiera pasado por el obstáculo, de modo que, ni se conseguía que el vehículo cruzara el mismo a una velocidad prefijada, ni que el resultado obtenido fuera satisfactorio por el efecto de frenado del vehículo.

b) En el caso de la circulación en sentido contrario, (Oeste-Este), se iba a producir el paso por el tablón a escasa velocidad, puesto que la poca distancia existente y las características de aceleración del vehículo no permitían alcanzar la velocidad deseada para la prueba, en cada caso.

El vehículo utilizado y el tablón RILEM posicionado sobre el tablero, pueden verse en la figura 5-3.

Fig. 5.3. Vehículo de dos ejes y posición del tablón RILEM en la prueba de carga dinámica.

5.4.3. Un peso de hormigón, previamente suspendido del tablero y que se iba a soltar brúscamente desde el centro del vano 5'-6'.

Las características geométricas del mismo eran las de un paralelepípedo, de lados 1,34 x 2,01 x 2,01 m, con un aligeramiento cilíndrico de diámetro 0,3 m, que lo cruzaba en toda su altura, y que permitía el paso, a través del mismo, de uno de los anclajes al terreno contemplados en la prueba de carga a rotura.

La determinación del peso específico del hormigón del mismo se hizo mediante una probeta cilíndrica extraída del bloque una vez finalizada la prueba, y dio un valor de 2,23 t/m^3, lo cual daba lugar a un peso total de 11,86 toneladas.

5.5. Realización

Citaremos, en primer lugar, las modificaciones efectuadas con respecto a lo que quedaba recogido en el Pliego de Condiciones (2). Si bien, en el artículo 6.4 del mismo, se contemplaban en esta prueba únicamente 2 fases:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

1) Paso del vehículo sobre obstáculos,

2) Descarga súbita del peso,
se incorporaron dos nuevas fases, que fueron:

1) Medida de la flecha estática producida por el camión utilizado en la prueba,

2) Paso del vehículo sin obstáculos,
que pasaremos a comentar seguidamente, junto con las 2 primeras, haciéndolo, además, en el orden cronológico en que se realizaron:

1) Medida de la flecha estática.

2) Paso del vehículo sin obstáculos, a fin de simular las condiciones de tráfico en un pavimento sin discontinuidades importantes.

3) Paso del vehículo con el tablón RILEM colocado en la calzada, a fin de simular las condiciones de tráfico en zonas de discontinuidades importantes en el pavimento (juntas, baches, etc...).

4) Descarga súbita (suelta de peso), para simular una deformación inicial impuesta y conseguir una vibración libre amortiguada de la estructura.

5.5.1. Medida de la flecha estática

Aunque la determinación de la flecha estática, dato necesario para la evaluación del coeficiente de ampliación dinámica, se ha realizado a partir de los registros de desplazamiento obtenidos mediante el llamado "crawl test", es decir, pasadas del vehículo a poca velocidad, debido a que la determinación exacta de la misma puede no resultar del todo clara a partir de dichos registros, se decidió, con el fin de obtener una verificación de algunos de los resultados obtenidos en el "crawl test", (y puesto que ello no suponía ningún incremento suplementario ni en los medios ni en el plazo de ejecución de la prueba) el realizar, en todos los transductores de desplazamiento, una medida de la flecha producida, por el mismo vehículo que iba a ser utilizado en la prueba dinámica, cuando el camión quedaba posicionado en el punto medio del vano 5'-6'. Para ello se procedió del siguiente modo:

1) Posicionamiento del camión en el terraplén lado Besós (Estribo-Este).

2) Medición de flechas, en todos los transductores, antes de que el vehículo entrara en el tablero.

3) Entrada del camión marcha atrás y colocación en el centro del vano 5'-6' (sección 55') con el eje trasero sobre la posición que ocuparía más tarde el tablón RILEM.

4) Parada de motores y nueva medición de los transductores de desplazamiento.

La diferencia de medidas obtenidas en 2 y 4 nos proporciona la flecha estática producida por el camión.

5.5.2. Paso del vehículo

En este punto se decidieron también varias modificaciones con respecto a lo recogido en el artículo 6.4.1 del Pliego de Condiciones (2).

1) Al encontrarse la estructura cortada a la altura de la pila 3', tuvo que decidirse el paso del vehículo en un único sentido (corte-estribo este), dado que, a velocidades

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ya elevadas, hubiera sido imposible el frenado del vehículo en un corto espacio. Además, no podían permitirse frenadas ni aceleraciones bruscas, que hubieran desvirtuado los resultados.

2) Si bien estaba previsto iniciar la prueba a una velocidad de 10 km/h e ir aumentando la misma a razón de 10 km/h, hasta llegar a una velocidad máxima de 80 km/h, tuvo que limitarse esta velocidad máxima a 40 km/h, puesto que el poco espacio existente, entre el punto de arrancada del camión (aproximadamente sobre la pila 3') y el lugar donde se encontraba el tablón, no permitía llegar al mismo a mayor velocidad.

3) En principio, la prueba estaba prevista para que el vehículo circulara por el pavimento original existente. Sin embargo, en el transcurso de los trabajos de preparación de las distintas fases de la prueba de carga, se habían introducido modificaciones importantes en el estado del mismo:

   a) En primer lugar, se había levantado la junta de calzada del estribo Este, lo cual podía provocar el impacto del vehículo al salir del viaducto, con lo que podían verse afectados los registros obtenidos y, además, la seguridad del vehículo no quedaba totalmente garantizada.

   b) Se había levantado el pavimento en las zonas del tablero donde debían colocarse bandas extensométricas (necesarias en otras pruebas), lo cual originaba una zanja en el tablero que se había cubierto mediante la colocación de unas planchas de acero, si bien el enrasado de éstas con el pavimento no era del todo perfecto, pudiendo producirse un impacto al pasar el vehículo sobre las mismas.

   c) Se había colocado un parapeto de mortero sobre el pavimento, con el fin de que, en caso de lluvia, el agua no se introdujera en la zanja ocupada por las bandas extensométricas y pudiera dañarlas.

   Para corregir todas las perturbaciones en el tablero, que podían afectar a la precisión de los resultados, se decidió, antes de empezar la prueba, echar arena en la junta de calzada del estribo, así como retirar el parapeto de drenaje en el carril central, por donde iba a circular el camión. Por otro lado, antes del inicio de la prueba se hicieron dos pasadas del vehículo, con el fin de comprobar que toda la instrumentación funcionaba perfectamente, así como para ver de qué manera podía afectar en los registros, el mal enrasado entre las planchas y el pavimento. Tras la verificación de los resultados obtenidos en estas pasadas de prueba, se comprobó que no era necesaria la colocación de ningún otro elemento para alisar el pavimento.

4) Por último, antes del inicio de la prueba se ordenó la bajada de los husillos de la cimbra contemplada en el proyecto de demolición, y que se hallaba colocada afectando en parte al tramo de viaducto que se iba a ensayar.

5.5.2.1. Paso del vehículo sin tablón RILEM

La secuencia de operaciones fue la siguiente:

1) Estacionamiento del camión en el estribo Este.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2) Entrada del camión marcha atrás hasta llegar al extremo del vano 3'–4' (zona próxima al corte).

3) Primera pasada del camión a 10 km/h y registro de datos.

4) Verificación de los datos registrados.

5) Visto bueno para la siguiente pasada a distinta velocidad o repetición de pasada a la misma velocidad.

6) Vuelta del camión a la pila 3' marcha atrás y nueva pasada.

El control de velocidad lo efectuarán 2 personas, provistas de cronómetro y radioteléfono y situadas en las pilas 5' y 6'.

En total se realizaron 4 pasadas de camión a las siguientes velocidades: 10, 20, 28 y 37 km/h, no considerándose necesaria la repetición de ninguna de las mismas.

5.5.2.2. Paso del vehículo con tablón RILEM.

La secuencia de operaciones de esta prueba fue exactamente la misma que en el caso precedente, aunque en esta ocasión se realizaron 2 pasadas del camión a cada velocidad, siempre en el sentido corte-estribo.

En total se hicieron 8 pasadas, 2 para cada una de las velocidades de 10, 20, 30 y 40 km/h.

5.5.3. Suelta de peso

Dicha prueba consistía en la suspensión del peso de 11,86 toneladas, en mitad del vano 5'–6', por medio de dos dinteles de acero, uno colocado en la parte superior del tablero y el otro en la parte inferior del mismo. El izado se realizó por medio de una grúa colocada encima del puente, grúa que levantaba el peso y lo dejaba apoyado sobre unos tablones de madera colocados en el suelo, encima del lecho de arena destinado a amortiguar el impacto del peso al caer.

Posicionado así el peso, se realizaron las operaciones de colocación del dintel inferior y ajustado de las tuercas, quedando suspendido del tablero por medio de una barra DW 85/105, de 26 mm de diámetro, que entraba en carga al remover la arena dispuesta bajo los tablones. Al final, el peso quedó suspendido unos 27 cm sobre el lecho de arena. (Figs. 5-4 (a) y (b)).

Antes de iniciar la prueba dinámica propiamente dicha, se procedió a la medida de la flecha estática producida por el peso.

Esta operación se efectuó en cuatro fases:

1. Medida de flechas con el vano descargado (referencia).

2. Medida de flechas "dinámicas" durante el proceso de cuelga del peso; es decir, mientras se estaban sacando los tablones que lo mantenían apoyado en el suelo, se registró la vibración dinámica que esta operación producía en la estructura.

3. Una vez colgado el peso y después de esperar un tiempo hasta que todo fenómeno vibratorio producido por la operación de cuelga hubo finalizado, se tomó una nueva medida de la flecha.

4. Finalmente, se volvió a realizar una medida de la flecha después de soltado el peso y finalizado totalmente el fenómeno dinámico inducido por dicha suelta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

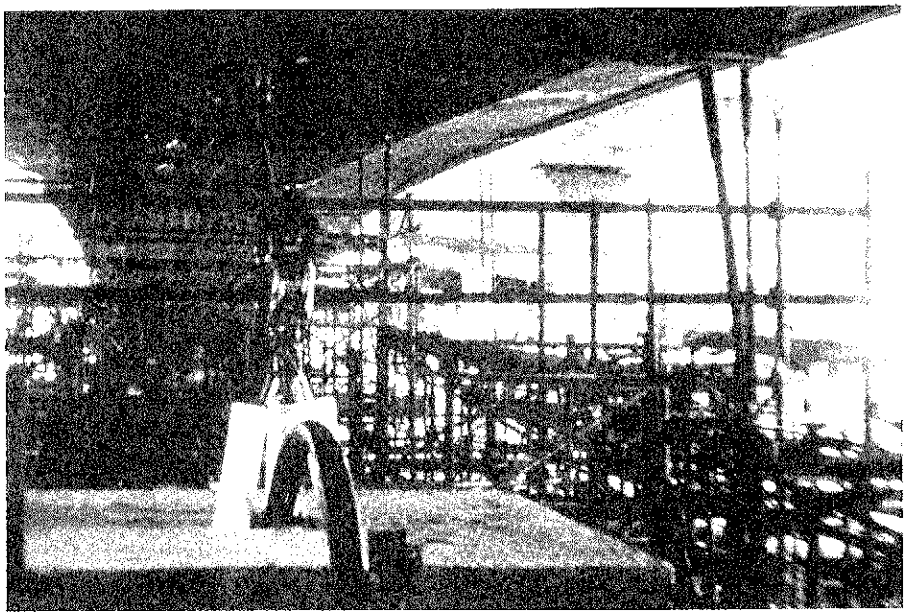


Fig. 5.4. (a). Detalle del sistema de suspensión del peso al tablero (vista inferior).

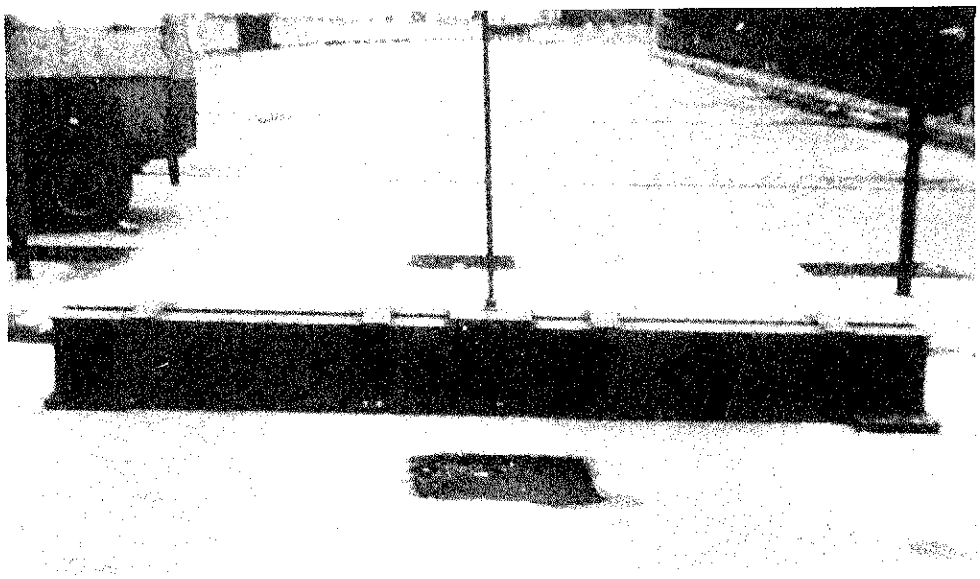


Fig. 5.4. (b). Detalle del sistema de suspensión del peso al tablero (vista superior).

La caída del peso se produjo tras cortar la barra de suspensión mediante soplete, procediéndose simultáneamente al registro de datos. El analizador, que se encontraba conectado al acelerómetro del vano 5'-6', estaba programado con un microrretardo de 5 segundos, lo que permitió obtener un registro de aceleraciones que tiene su inicio 5 segundos antes de que se produjera la caída del peso, quedando totalmente registrado todo el fenómeno vibratorio en el acelerómetro indicado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

5.6. Resultados

Si bien, y de acuerdo con los 3 objetivos apuntados en 5.2, sería lógico dividir este capítulo en 3 apartados, correspondientes a los resultados obtenidos sobre frecuencias de vibración, amortiguamiento y coeficiente de amplificación dinámica, vamos a agrupar las dos primeras series de resultados en un único apartado, ya que la determinación de los mismos se ve afectada por una problemática común, que es inherente a la descomposición teórica según modos de vibración que se hace del fenómeno global.

Antes de pasar a describir los resultados obtenidos, debemos decir que, dada la gran cantidad de datos envuelta en cada uno de los registros de una fase de la prueba dinámica y el número importante de transductores utilizados, y con el fin de no extendernos demasiado, se han representado, únicamente, aquellos resultados más significativos, o, en algunos casos, sólo una muestra muy reducida del total del registro obtenido. De este modo se puede ilustrar claramente el fenómeno medido y cómo han sido tratados los datos almacenados a fin de obtener de los mismos la información deseada.

Por otra parte, el gran volumen de datos envuelto en cada uno de los registros de una fase de la prueba dinámica, (en cada transductor se miden 13.000 datos por cada pasada de camión), ha hecho necesaria una metodología de análisis de los mismos tal como queda expuesta en 7.6.2. En las figuras 5-5 (a), 5-5 (b) y 5-5 (c) aparecen algunos ejemplos del tratamiento de los datos realizado a través de la terminal gráfica modelo Tektronik 4107, mientras que en la figura 5-5 (d), puede verse un ejemplo de los resultados previamente analizados, tal como se obtienen en el plotter de dibujo.

5.6.1. Determinación de frecuencias propias y amortiguamiento

Tal como hemos dicho, la determinación de las frecuencias propias y el amortiguamiento suelen efectuarse conjuntamente al descomponerse el movimiento vibratorio de una estructura según modos de vibración, descomposición que se ve plenamente justificada por el

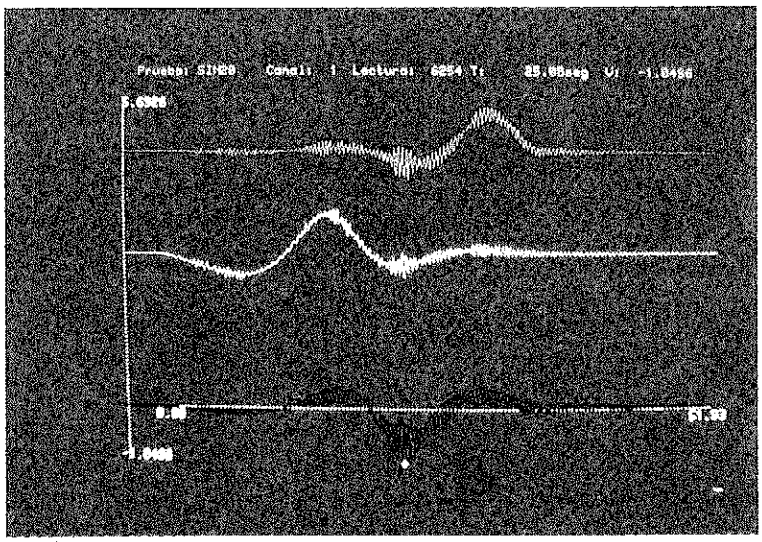


Fig. 5.5. (a). Resultados de una pasada del camión de 13,6 toneladas, sin tablón RILEM, a 20 km/h, tal como aparecen después de su tratamiento a través de la terminal gráfica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

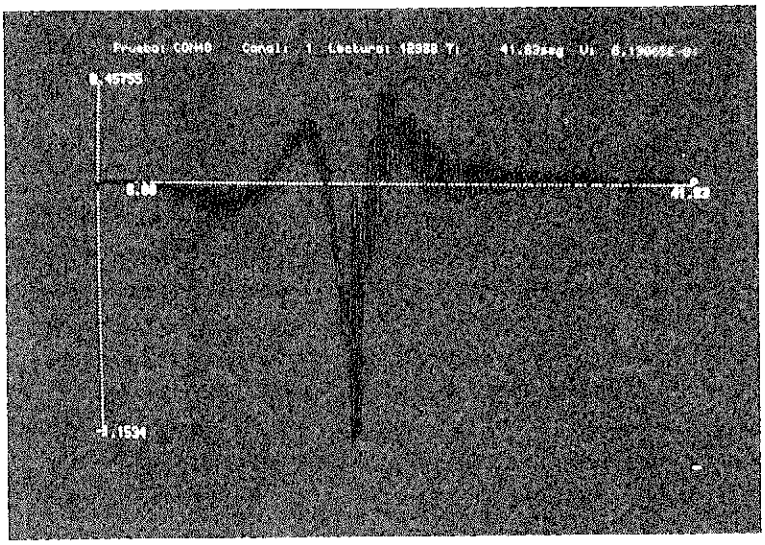


Fig. 5.5. (b). Idem para una pasada a 40 km/h, con tablón RILEM (Obsérvese el impacto de cada eje a su paso por el tablón).

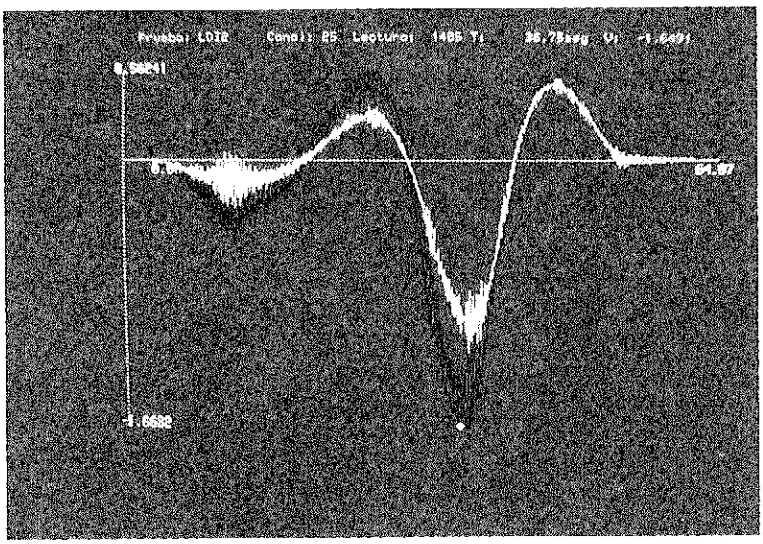


Fig. 5.5. (c). Idem, para el tratamiento de las líneas de influencia.

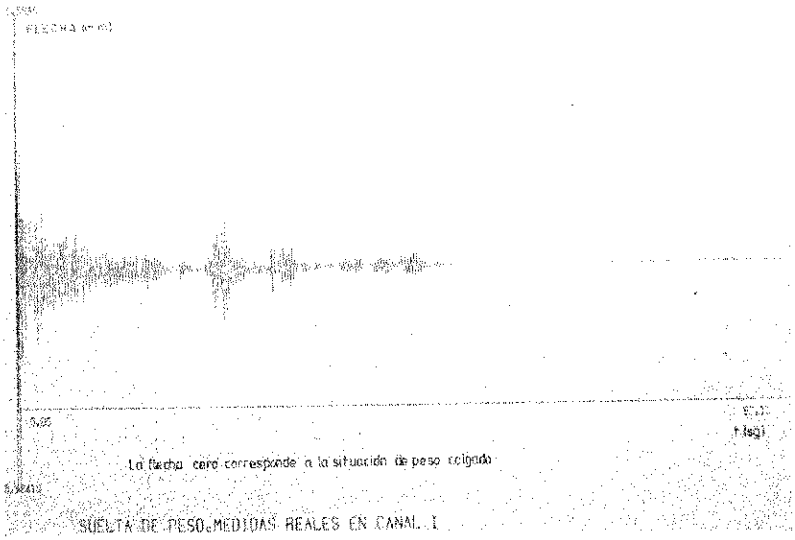


Fig. 5.5. (d). Prueba suelta de peso. Resultados obtenidos en el transductor de desplazamiento nº 1 (sección 55').

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

hecho de que, en la mayoría de los casos, es suficiente conocer las características de frecuencia y amortiguamiento de los modos más bajos para describir adecuadamente, y con un grado de precisión aceptable, el comportamiento dinámico del puente. A la necesidad de esta descomposición según modos, ha contribuido también el hecho de que en el concepto de amortiguamiento de una vibración de un sistema tan complejo como es un puente, o una estructura en general, tiene cabida no sólo el amortiguamiento debido al material, sino otros componentes de amortiguamiento muy propios de la tipología de cada puente en particular. Por todo ello, la metodología usual es la de la determinación del amortiguamiento de cada modo de vibración a partir de la respuesta experimental del puente en los puntos adecuados, respuesta experimental en la que vienen englobados todos los factores que pueden afectar a dicho amortiguamiento. Así pues, es común asimilar la frecuencia fundamental de vibración y el amortiguamiento de un puente, a los valores obtenidos para la frecuencia propia de vibración y amortiguamiento del primer modo de vibración. Sin embargo, el puente presenta otras frecuencias propias de vibración, así como distintos amortiguamientos según cada modo, y es objetivo de la prueba de carga dinámica su determinación experimental.

Dichos parámetros pueden obtenerse directamente de los registros temporales, tanto de desplazamientos como de aceleraciones, sin necesidad de realizar previamente ningún tratamiento de los mismos. Una muestra de los registros temporales obtenidos en la prueba lo tenemos, por ejemplo, en la figura 5-5 (d) donde se representa gráficamente el registro temporal digitalizado del desplazamiento medido en el punto medio del vano 5'-6'. También en el caso de las frecuencias, éstas pueden obtenerse tras un tratamiento matemático de los registros temporales obtenidos a fin de conseguir el denominado espectro de frecuencias, tanto de registros de desplazamiento como de aceleración. Un ejemplo de dichos espectros lo tenemos en la figura 5-6, en la que aparece el resultado de aplicar al registro de aceleraciones medidas en el punto medio del vano 5'-6', (canal 10), un algoritmo basado en la transformada rápida de Fourier (FFT) por medio del analizador de espectros que aparece en la figura 5-7, y que permitió obtener, en tiempo real y durante las fases de ejecución de la prueba, las frecuencias propias de vibración. Sin embargo, hay que decir que los métodos basados en el estudio de la señal en el dominio de la frecuencia, se han venido implementando, muy recientemente, en algunas de las pruebas dinámicas realizadas, gracias a la posibilidad de contar con registros digitalizados y potentes medios de cálculo para su tratamiento numérico, y que la mayoría de datos de que se dispone referentes a frecuencia fundamental de vibración y amortiguamiento (correspondiente al primer modo de vibración) de puentes, se han obtenido directamente de los registros de tiempo en forma analógica o gráfica. En consecuencia, aunque en la actualidad se están poniendo a punto en distintos países, y en la propia Cátedra de Puentes de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona, nuevas técnicas, tanto en el dominio de la frecuencia como del tiempo, para la determinación tanto de las frecuencias propias más bajas como del amortiguamiento de distintos modos de vibración, nos basaremos aquí en los métodos tradicionalmente utilizados hasta la fecha para la determinación de las frecuencias y del amortiguamiento. Este último está basado en la técnica, ampliamente conocida, del cálculo del decremento logarítmico a partir de registros temporales, que usualmente han venido siendo de desplazamientos.

Para una correcta interpretación de resultados a partir de los registros obtenidos en la prueba, debemos ser conscientes de los inconvenientes y limitaciones del método aquí empleado, que pueden encontrarse resumidos en (7).

Pasamos a analizar ahora cada una de las fases de la prueba dinámica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

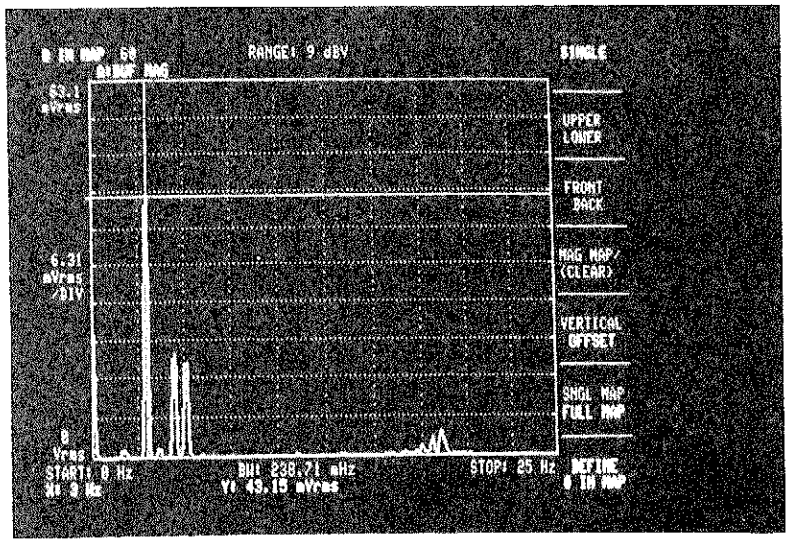


Fig. 5.6. Prueba suelta de peso. Resultados del transductor de aceleración n° 10 a través del analizador. Ampliación de la banda de frecuencia 0-25 Hz.

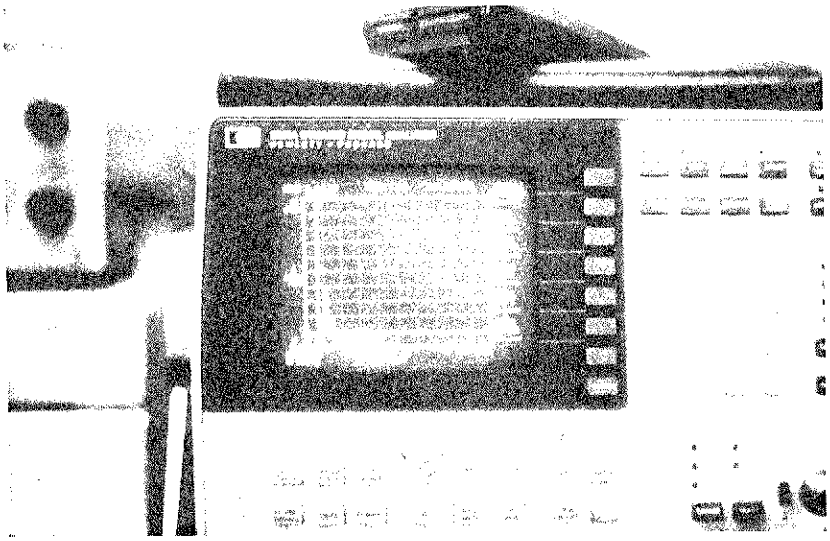


Fig. 5.7. Detalle del analizador de espectros utilizado en la prueba dinámica.

5.6.1.1. Prueba suelta de peso

1. Determinación de las frecuencias de vibración.

   Refiriéndonos a la figura 5-8, podemos obtener de la misma, tomando un total de 20 ciclos, la frecuencia propia de vibración correspondiente al modo en cuestión, que queda reflejado en la tabla 5.1, junto con los resultados obtenidos en el resto de transductores.

   Se ha escogido el transductor 8 (desplazamiento en el punto medio del vano 6'-7') como más representativo para la determinación de dicha frecuencia, puesto que, de todos los registros obtenidos en dicha prueba, es el que mejor cumple el requisito de presentar la vibración fundamentalmente según un único modo, y la razón de ello la veremos más adelante en el apartado correspondiente a las conclusiones. Además, a la vista del registro obtenido en el transductor 1, no se han considerado fiables los resultados del mismo, habida cuenta de que se encontraba en una zona cercana a donde tenían lugar las operaciones de suelta de peso, las cuales pueden haber afectado las lecturas reales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

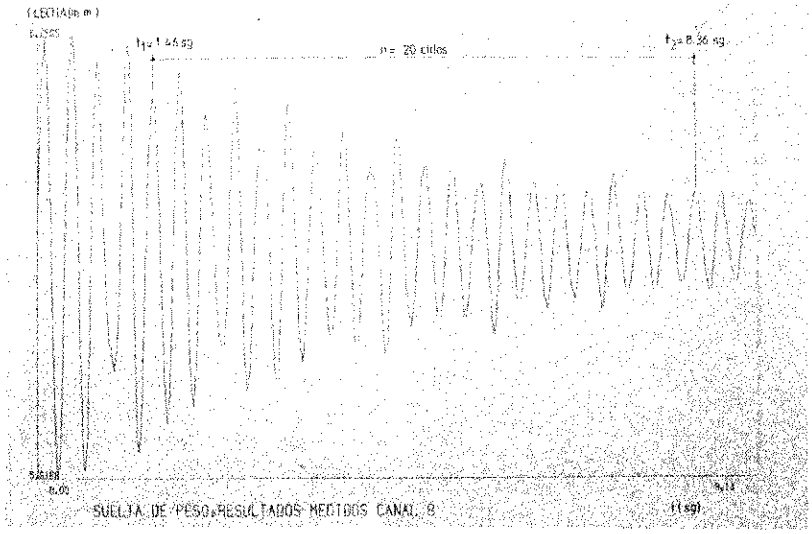


Fig. 5.8. Prueba suelta de peso. Resultados del transductor de desplazamiento n° 8 (sección 65').

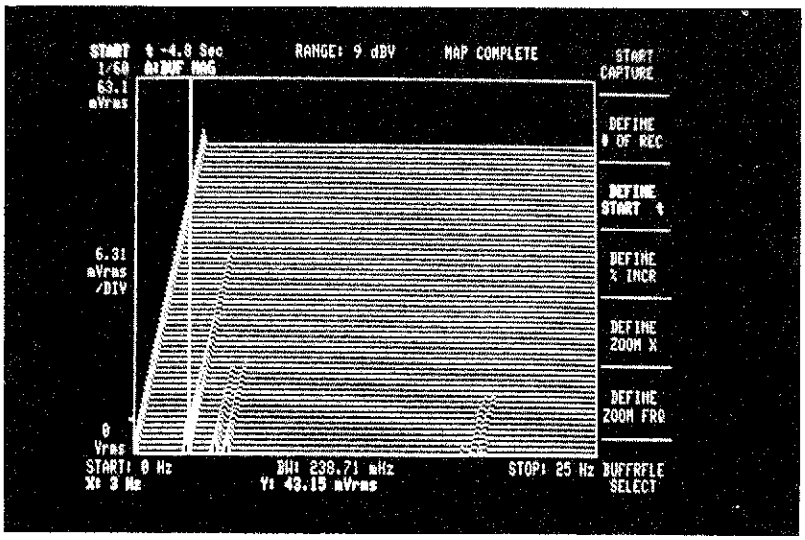


Fig. 5.9. Prueba suelta de peso. Mapa de espectros obtenido en el analizador. Ampliación de la banda de frecuencias 0-25 Hz.

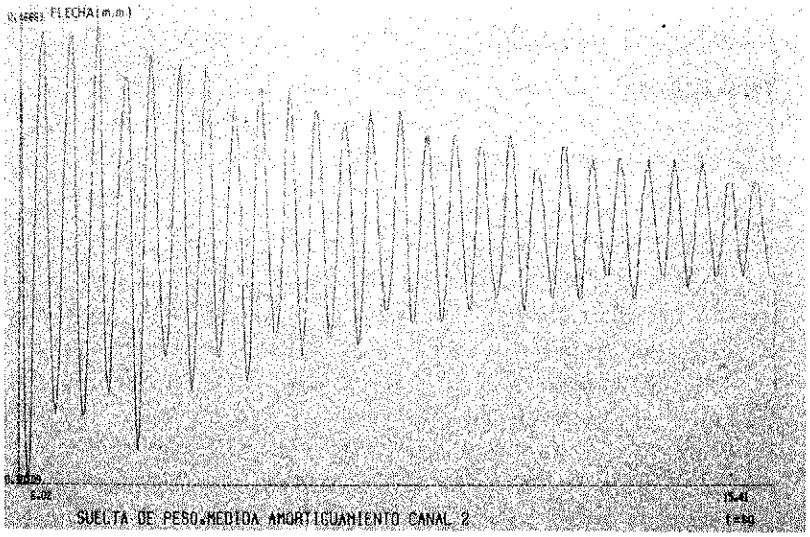


Fig. 5.10. Prueba suelta de peso. Resultados del transductor de desplazamiento n° 2 (sección 57'').

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2. Determinación del amortiguamiento

Si observamos la figura 5-9, correspondiente al mapa de espectros obtenido en el analizador con la señal proveniente del acelerómetro colocado en el punto medio del vano 5'-6', vemos cómo, en dicho punto, y en los segundos iniciales, la respuesta está dominada fundamentalmente por 3 modos de vibración: los correspondientes a las frecuencias de 3,0, 4,5 y 5,2 Hz, requiriéndose que transcurran aproximadamente unos 6 segundos para que la respuesta esté regida únicamente por el modo de frecuencia 3 Hz. Así pues, en los transductores de desplazamiento situados en dicho vano, para determinar el amortiguamiento, analizaremos su registro a partir de dicho instante. En la figura 5-10 aparece un ejemplo de los registros utilizados, correspondiente al transductor número 2.

El resumen de los valores obtenidos para el decremento logarítmico, aparece en la tabla 5.2

Hay que hacer notar que, en el registro correspondiente al transductor 1, aparece una superposición de modos muy acusada, incluso después de transcurridos 6 segundos desde la suelta del peso, lo cual está en desacuerdo, tanto con los resultados obtenidos del acelerómetro como de los demás transductores de desplazamiento. Esto nos hace pensar de nuevo en que, después de la suelta y durante el proceso de registro, se golpeó o movió la referencia del transductor, y en consecuencia se considerará invalidado dicho registro.

Por otra parte, tampoco resultan válidos, a efecto de cálculo del decremento logarítmico, los resultados del transductor número 3.

5.6.1.2. Prueba de paso de camión sobre tablón

1. Frecuencia de vibración.

Se ha escogido como ejemplo una pasada a 40 km/h, que es aquélla en que la respuesta dinámica del viaducto es la mayor de todas las realizadas con tablón RILEM. Los registros típicos válidos para el cálculo de la frecuencia son parecidos a los que aparecen en las figuras 5-11 y 5-12.

Los resultados obtenidos se resumen también en la tabla 5.1

2. Amortiguamiento.

En una pasada de camión sobre obstáculo (por ejemplo, una pasada a 20 km/h), el mapa de espectros típico que se obtiene en el analizador tiene la forma representada en la figura 5-13, en la que podemos observar cómo el impacto del vehículo con el obstáculo, excita gran cantidad de frecuencias; pero debido a que se trata de una excitación instantánea, la respuesta posterior corresponde a un proceso de vibración forzada, en el cual la excitación seguirá siendo una carga móvil que cruza el tablero. Por tanto, una vez finalizados los efectos del impacto, las pruebas con o sin tablón son totalmente análogas en lo que a cálculo de frecuencias y amortiguamiento se refiere, y los espectros obtenidos en las colas de los registros, coinciden. De dicho mapa de espectros, junto con los espectros de frecuencias representados en las figuras 5-14 y 5-15, correspondientes a momentos posteriores a aquél en el que el vehículo abandona la superestructura del viaducto, se deduce que, en la cola del registro, el fenómeno de vibración está regido únicamente por el modo de vibración de frecuencia 3 Hz, siendo por tanto factible la determinación del amortiguamiento correspondiente a dicho modo, lo cual se ha hecho, en la pasada a 40 Km/h, a partir del cálculo del decremento logarítmico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

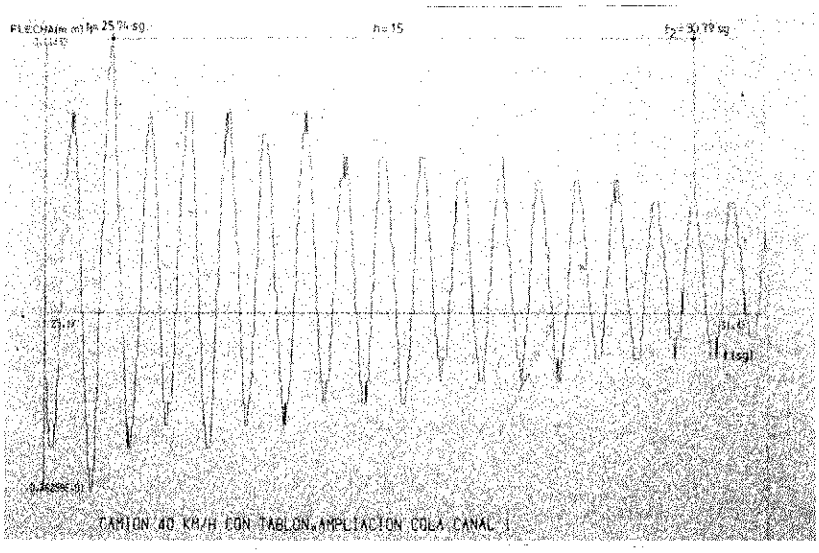


Fig. 5.11. Prueba paso camión sobre tablón RILEM. Ampliación de la cola de registro en el transductor de desplazamiento n° 1, en una pasada a 40 km/h.

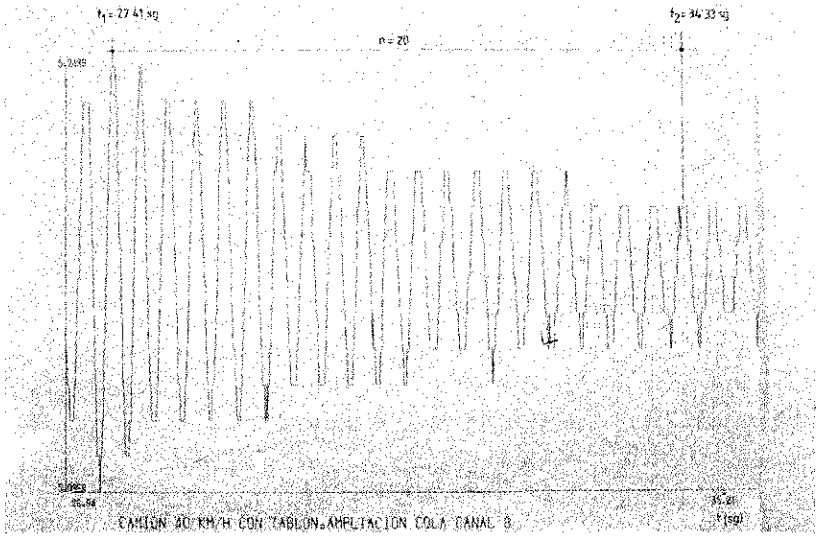


Fig. 5.12. Prueba paso camión sobre tablón RILEM. Ampliación de la cola del registro en el transductor de desplazamiento n° 8, en una pasada a 40 km/h.

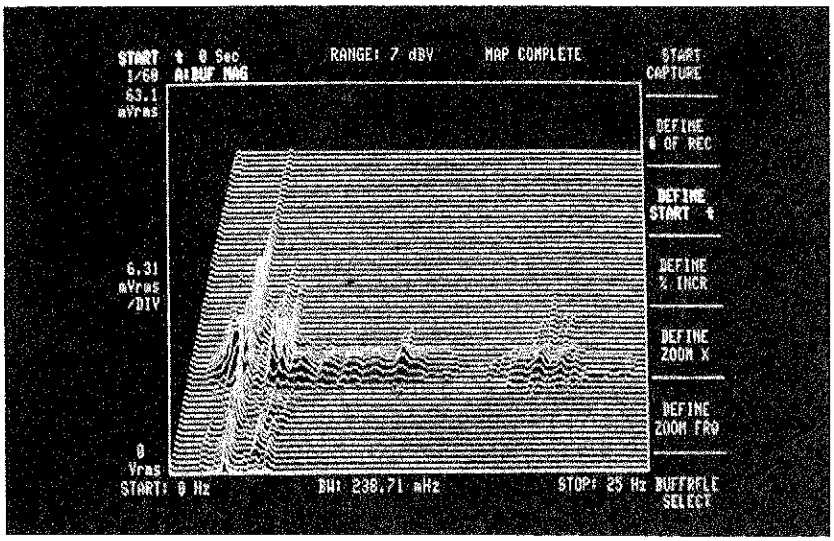


Fig. 5.13. Prueba paso camión sobre tablón RILEM. Mapa de espectros obtenidoo en el analizador, en una pasada a 20 km/h. Ampliación de la banda de frecuencia 0-25 Hz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

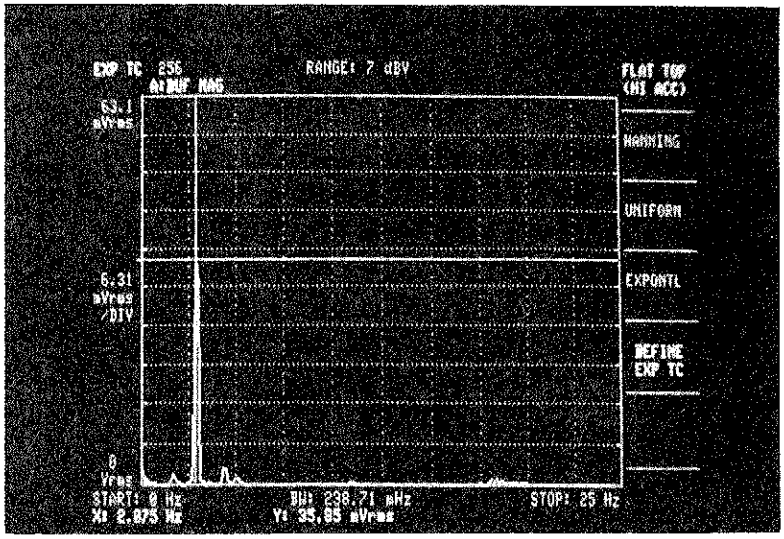


Fig. 5.14. Prueba paso camión sobre tablón RILEM, a 20 km/h. Espectro de frecuencia 32,6 segundos después de la arrancada del vehículo.

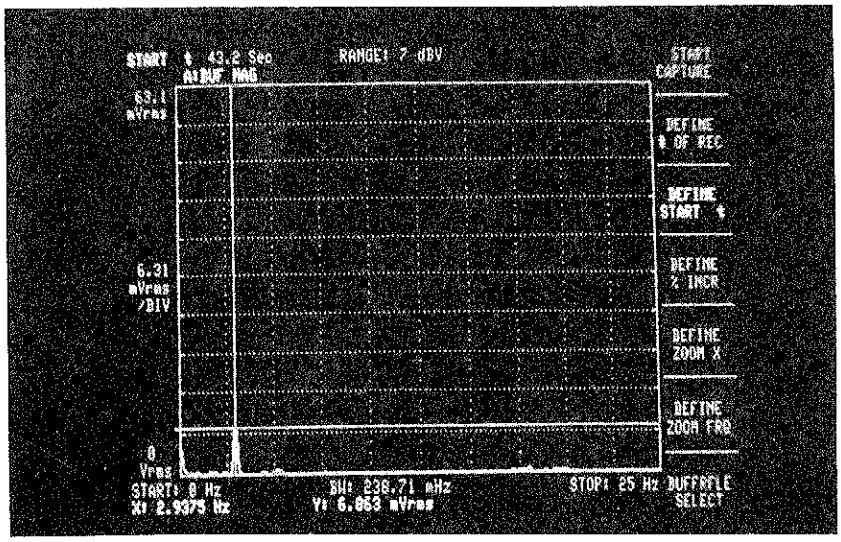


Fig. 5.15. Prueba paso camión tablón RILEM, a 20 km/h. Espectro de frecuencias 43,2 segundos después de la arrancada del vehículo.

TABLA 5.1

Resumen resultados frecuencias propias de vibración teóricas y experimentales

		FRECUENCIAS PROPIAS (Hz)				
		f_1	f_2	f_3	f_4	f_5
EXPERIMENTALES	PRUEBA SUELTA PESO	1,70*	2,89-3,0*	3,8*	4,5*	5,2*
	PASO CAMION CON TABLON	1,70*	2,89-2,97	–	4,5*	5,2*
	PASO CAMION SIN TABLON	1,70*	2,80-2,98	–	4,5*	5,2*
TEORICAS	MODELO TEORICO VIGA CONTINUA	1,71	3,05	3,99	4,99	5,83
	METODO DE RAYLEIGH	1,77	NO LAS OBTIENEN			
	FORMULAS EMPIRICAS	2,4-2,82	NO LAS OBTIENEN			

NOTAS: (*) Dichos valores han sido obtenidos de los resultados del analizador (FFT).
En las pruebas de paso de camión, utilizando valores correspondientes a las colas del registro.
Los demás valores experimentales, han sido obtenidos directamente a partir de registros temporales en distintos transductores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Otro hecho que confirma que las colas de los registros están dominadas por un único modo de vibración, sin necesidad de acudir a los resultados del analizador, sino utilizando directamente los datos obtenidos en el dominio del tiempo, es que, si representamos el desplazamiento en el punto medio de los vanos contiguos (transductores 1, 3 y 8), tal como se hace en la figura 5-16, vemos cómo las oscilaciones se producen en fase.

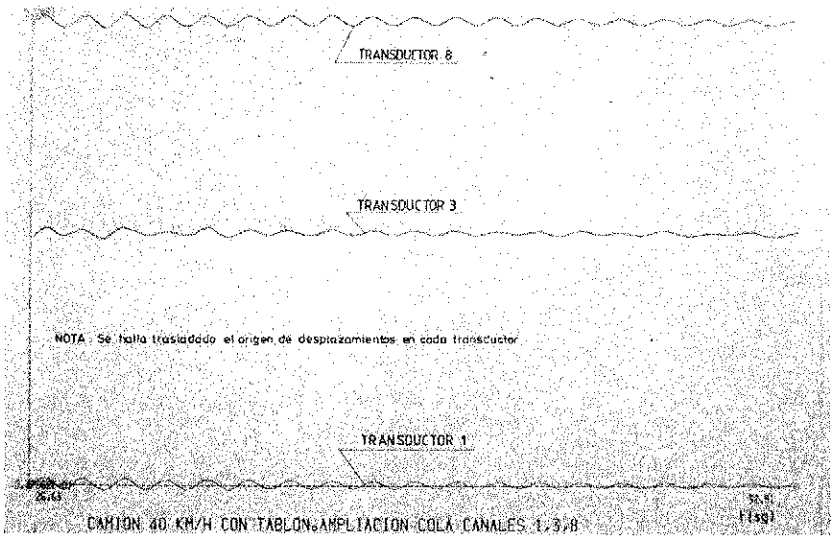


Fig. 5.16. Prueba paso camión sobre tablón RILEM. Ampliación de la cola del registro en los transductores de desplazamiento n.º 1,3 y 8 en una pasada a 40 km/h.

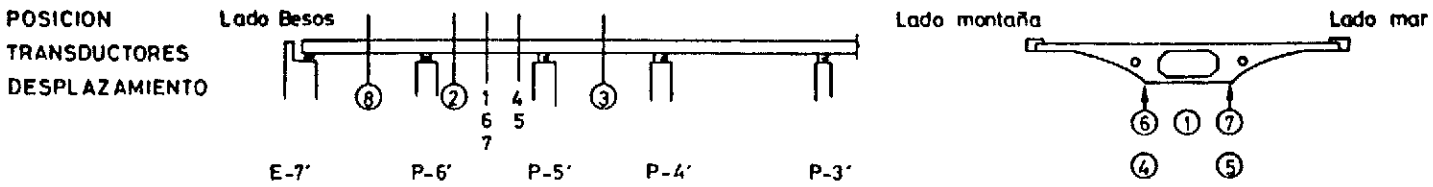
Los resultados correspondientes al amortiguamiento se recogen en la tabla 5.2.

TABLA 5.2

Resumen resultados experimentales referentes al decremento logarítmico

		DECREMENTO LOGARITMICO (Tanto por uno)							
	TRANSDUCTOR	1	2	3	4	5	6	7	8
PRUEBA	SUELTA DE PESO	(*)	0,056	(*)	0,057	0,065	0,052	0,058	0,046
	PASO CAMION CON TABLON (V = 40 Km/h)	0,067	0,067	0,15(º)	0,067	0,069	0,085	0,048	0,056
	PASO CAMION SIN TABLON (V = 20 Km/h)	0,046	0,032	0,45(º)	0,051	0,046	0,064	0,028	0,057

NOTA: (*) Los registros obtenidos no han sido válidos para el cálculo del decremento logarítmico.
(º) Valores no aceptados como válidos.



Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

5.6.1.3. Prueba de paso de camión sin tablón

Se ha escogido la pasada a 20 Km/h como más representativa, puesto que es la que produce una respuesta dinámica mayor, tal como veremos en el apartado referente a la determinación del coeficiente de amplificación dinámica.

En la figura 5-17 se recoge un ejemplo del cálculo de frecuencia y amortiguamiento con los registros temporales obtenidos, mientras que en las figuras 5-18, vemos cómo la oscilación de los puntos medios de los vanos contiguos se produce en fase.

Los resultados obtenidos se recogen también en las tablas 5.1 y 5.2.

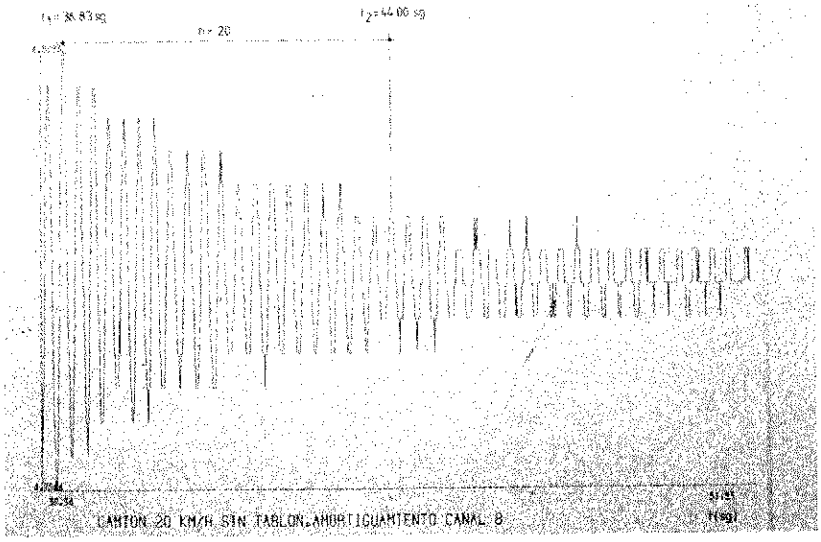


Fig. 5.17. Prueba paso camión sin tablón RILEM. Ampliación de la cola del registro en el transductor nº 8, en una pasada a 20 km/h.

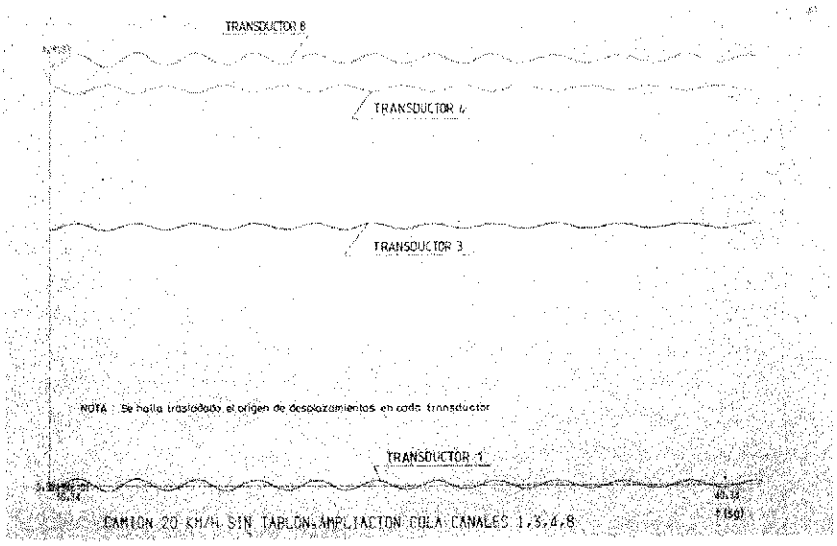


Fig. 5.18. Prueba paso camión sin tablón RILEM. Ampliación de la cola del registro en los transductores 1, 3, 4 y 8, en una pasada a 20 km/h.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

5.6.2. Determinación del coeficiente de amplificación dinámica (C.A.D.)

En primer lugar, y dada la gran variedad de definiciones e interpretaciones que en la literatura al respecto se le da al concepto de coeficiente de amplificación dinámica, según se refiera a desplazamientos, deformaciones o tensiones, daremos nuestra definición a partir de la cual se han determinado los valores referentes al C.A.D. que aquí aparecen.

Definiremos el coeficiente de amplificación dinámica, (C.A.D.), como el máximo incremento de desplazamiento vertical (flecha) en tanto por ciento, cuando el puente es atravesado por un vehículo en movimiento, Adín, comparado con el desplazamiento producido por el mismo vehículo cuando actúa estáticamente, Aest, es decir:

$$\text{C.A.D.} = \phi = \frac{\text{Adín} - \text{Aest}}{\text{Aest}} \times 100\ (\%)$$

El concepto primario de ϕ es puntual, puesto que cada sección de un puente tendrá un valor de ϕ distinto a efectos de flexión longitudinal, y en consecuencia, los valores Adín y Aest los definiremos como:

Adín = máxima respuesta dinámica, en el punto considerado, durante el paso del vehículo, a una cierta velocidad.

Aest = máxima respuesta estática, en el punto considerado, debida al mismo vehículo.

(En nuestro caso, la respuesta dinámica del puente vendrá expresada en términos de desplazamientos verticales (flechas)).

El concepto primario y puntual de ϕ se ha extendido de modo natural, pasando a definirse, no para puntos aislados, sino para "regiones" del puente con respuesta análoga; lo cual nos permite estudiar toda una amplia zona del puente con un único valor del C.A.D. En este sentido, se han obtenido los valores del coeficiente de amplificación dinámica en "región positiva" y "región negativa", entendidos como valor de ϕ, en la zona de estudio, cuando la carga actuante produce en dicha zona desplazamientos que son del mismo signo o de signo contrario a los que estamos considerando. Así pues, en nuestro caso, cuando la carga actuante produzca una flecha positiva (hacia abajo) en la zona donde estemos evaluando ϕ, diremos que se encuentra en zona positiva, mientras que cuando la flecha sea negativa, diremos que se halla en zona o región negativa.

Los resultados obtenidos en las pasadas realizadas a distintas velocidades por el camión de 13,6 toneladas, sin obstáculos en el pavimento y para los distintos puntos instrumentados, se recogen en la tabla 5.3.

El cálculo de la flecha estática se ha efectuado a partir de la pasada realizada a menor velocidad (10 Km/h), el denominado "crawl test", con el fin de disminuir en todo lo posible los efectos dinámicos de la carga. Algunos de los registros obtenidos, a partir de los cuales se ha calculado la flecha estática, aparecen representados en la figura 5-19. En los mismos puede apreciarse cómo, incluso a poca velocidad, se produce una vibración de la estructura, la cual no impide que puedan deducirse de dichos registros los valores deseados de la flecha estática con un grado elevado de precisión, tal como se ha visto al compararlos, en aquellos casos en que ha sido factible, con los valores obtenidos en la fase 1 de la prueba dinámica en la que se determinó la flecha estática al posicionar el vehículo en la sección 55'.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

TABLA 5.3

Resumen resultados experimentales coef. amplificación dinámica

$$\phi = \frac{\text{A din} - \text{A est}}{\text{A est}} \times 100\ (\%)$$

Velocidad	Transductor	Zona positiva	Zona negativa
V = 10 Km/h	1	12,9	48,0
	2	29,8	41,7
	3	12,5	16,3
	4	17,8	31,8
	5	18,7	33,3
	6	21,3	42,9
	7	12,9	43,5
	8	15,1	100,0
V = 20 Km/h	1	52,9	64,0
	2	51,1	54,2
	3	11,1	18,6
	4	53,3	45,5
	5	56,3	47,6
	6	59,0	72,6
	7	52,9	69,6
	8	16,4	130,4
V = 28 Km/h	1	32,9	136,0
	2	36,2	108,3
	3	20,8	9,3
	4	17,8	81,8
	5	22,9	85,7
	6	39,3	147,8
	7	32,9	156,5
	8	54,8	130,4
V = 37 Km/h	1	24,3	48,0
	2	29,8	33,3
	3	16,7	30,2
	4	17,8	27,3
	5	20,8	33,3
	6	29,5	57,1
	7	24,3	43,5
	8	8,2	130,4

NOTA: Pasadas camión 2 ejes, de peso total = 13,6 toneladas, sin tablón RILEM (Véase figura 5.1 para situación de los transductores).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En la figura 5-20 se representa la variación del C.A.D., en función de la velocidad, en cada uno de los puntos instrumentados.

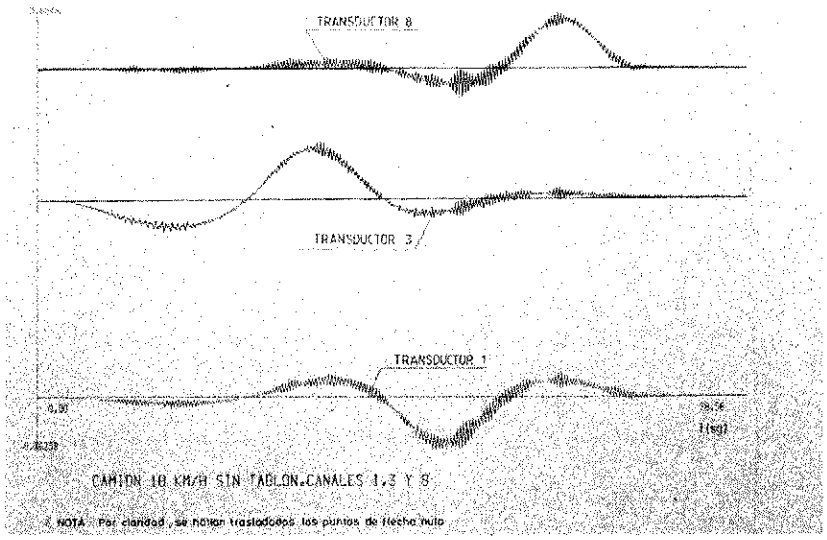


Fig. 5.19. Prueba paso camión sin tablón RILEM. Resultados en los transductores 1, 3 y 8, en la pasada a 10 km/h.

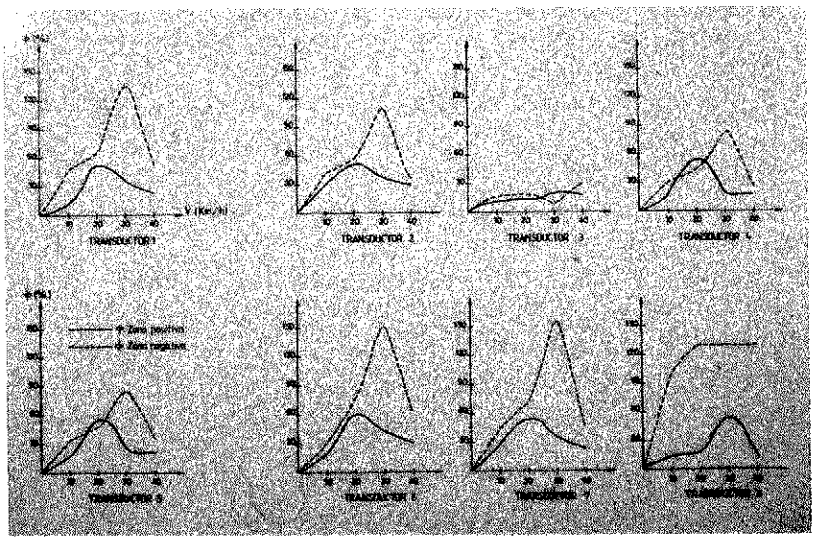


Fig. 20. Variación del coeficiente de amplificación dinámica en zona positiva y negativa, en función de la velocidad del vehículo en las pasadas sin tablón RILEM (transductores de desplazamiento números 1 a 8).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

5.7. Conclusiones

Dividiremos este apartado en un estudio de los resultados obtenidos y en las conclusiones que de dicho estudio se derivan.

5.7.1. Estudio de los resultados

1. Los resultados obtenidos de los registros de desplazamientos muestran, claramente, que una de las frecuencias propias de vibración es de 3 Hz, la cual en principio parece que es la frecuencia fundamental de vibración del viaducto, puesto que, además de ser la evaluada a partir de los registros desplazamiento-tiempo, si observamos la figura 5-6, vemos cómo los resultados del analizador muestran un máximo muy acusado en la frecuencia correspondiente a 3 Hz. Además, otras frecuencias de vibración deducidas de la misma figura, corresponderían a 4,5 y 5,2 Hz.

2. Vamos a comparar los resultados experimentales con los deducidos de un modelo teórico complejo, basado en un pórtico plano dinámico que simula el comportamiento como viga del viaducto y que se halla implementado en el correspondiente programa de cálculo electrónico del modo en que queda expuesto en (7). La zona del viaducto ensayada se ha modelizado según un sistema dinámico con 126 grados de libertad, en el que cada vano ha sido discretizado en 10 elementos a fin de reflejar con exactitud la variación de masa y rigidez en sentido longitudinal. Los resultados obtenidos del modelo son los siguientes:

   a) Las frecuencias propias de vibración más bajas en flexión longitudinal, son:

   $$f1 = 1{,}71 \text{ Hz}$$
   $$f2 = 3{,}05 \text{ Hz}$$
   $$f3 = 3{,}99 \text{ Hz}$$
   $$f4 = 4{,}99 \text{ Hz}$$
   $$f5 = 5{,}83 \text{ Hz}$$
   $$f6 = 8{,}61 \text{ Hz}$$

   b) En la figura 5-21 se representan los 6 modos de vibración asociados a cada una de las frecuencias anteriores, obtenidos también con el mismo programa de cálculo, los cuales nos serán de gran utilidad a la hora de interpretar los resultados.

Vemos, pues, que el modelo teórico más exacto predice una frecuencia fundamental de 1.7 Hz, cuando los resultados experimentales parecen confirmar que dicha frecuencia es de 3 Hz. El motivo de esta discrepancia lo comprenderemos fácilmente si observamos la figura 5-21, en la parte correspondiente a los tres primeros modos de vibración. En efecto, en ella se ve, claramente, cómo en los puntos instrumentados en la prueba, correspondientes a los tres vanos más cercanos al estribo, el movimiento según el primer modo de vibración es poco significativo si lo comparamos con el segundo o tercer modo, y de ahí que, en los resultados obtenidos en dichos puntos, el movimiento presente una componente muy importante según el segundo modo, de frecuencia 3 Hz, mientras que el término correspondiente al primer modo es menor. Esto queda también confirmado si observamos de nuevo la figura 5-6, en la que, además de los tres máximos destacados y correspondientes a las frecuencias de 3,0, 4,5 y 5,2 Hz, se apuntan, también como posibles frecuencias propias, pero con picos mucho menos importantes, prueba de que dichos modos son menos significativos dentro del movimiento total del punto instrumentado (Sección central del vano 5-6), los valores de 1,7 Hz y 3,8 Hz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

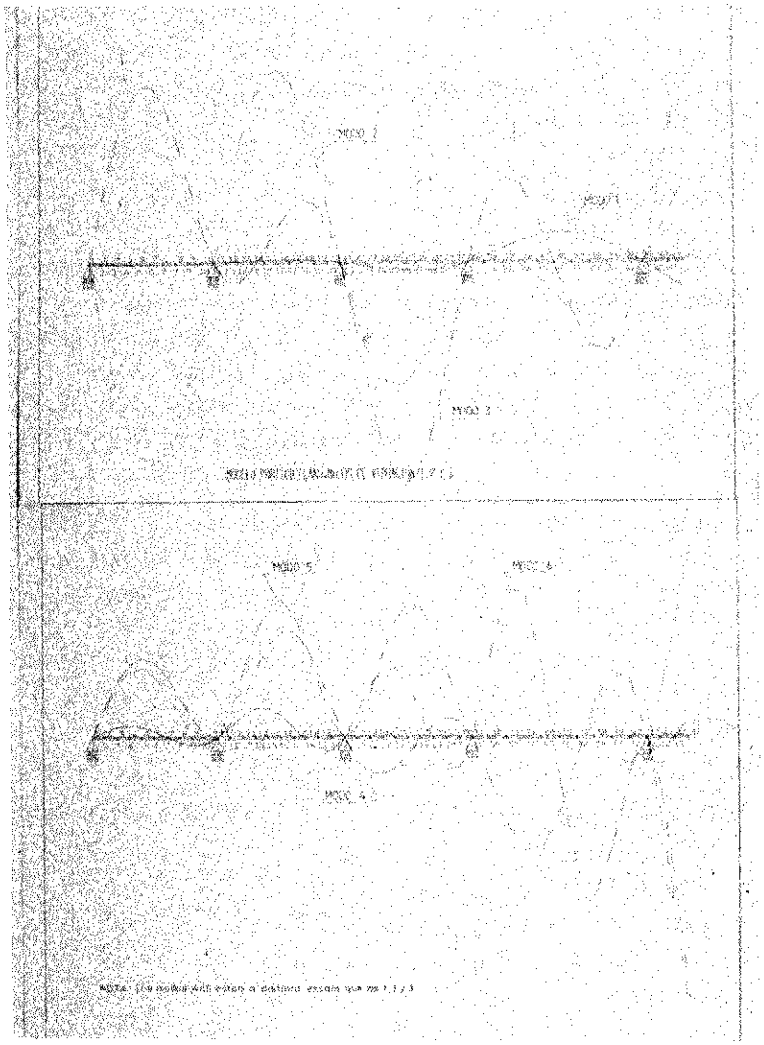


Fig. 5.21. Modos de vibración teóricos 1 a 6. Modelización como viga continua.

Comparando los resultados de las 5 primeras frecuencias obtenidas del modelo teórico y los obtenidos experimentalmente, tenemos (véase tabla 5.1):

Modo	*Modelo f (Hz)*	*Prueba de carga f (Hz)*
1	1,71	1,7
2	3,05	3,0
3	3,99	3,8
4	4,99	4,5
5	5,83	5,2

Vemos cómo los valores del modelo son cotas superiores de los medidos y, cómo a medida que aumenta el orden de las frecuencias, la concordancia entre ambos disminuye.

Para poder haber detectado en la prueba dinámica la frecuencia fundamental de 1,7 Hz, hubiéramos tenido que instrumentar el punto medio del vano 3'-4', en el cual sí es significativo el movimiento según el primer modo; pero ello no fue posible por condicionantes de

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ejecución de la propia prueba, puesto que dicho vano debía dejarse libre para permitir el paso al tráfico rodado de la zona, no pudiendo, en consecuencia, colocarse debajo del mismo la estructura de referenciación de los transductores de desplazamiento. Pero aunque ello no fue posible realizarlo "in situ", el disponer de una modelización, que se ha comprobado como muy correcta, del viaducto real, nos permitirá "instrumentar" dicho punto a base de simular, en nuestro modelo dinámico, la prueba de la suelta de peso, por ejemplo, y calculando los desplazamientos que aparecen en dicho punto a través de un programa de cálculo que nos proporcione la respuesta en el tiempo frente a una acción dinámica exterior (véase 7). Los resultados obtenidos para los desplazamientos verticales en distintos puntos del viaducto (nudos 16, 36 y 44) aparece en las figuras 5-22, 5-23 y 5-24.

En concreto, si observamos la figura 5-22, correspondiente al nudo 36, situado en el punto medio del vano 3'-4', vemos cómo la vibración presenta una frecuencia de 1,7 Hz, mientras que, en los resultados correspondientes al punto medio del vano 5'-6', (fig. 5-23), la frecuencia de vibración es de 3 Hz. En la figura 5-25 aparecen los dos desplazamientos superpuestos, observándose las distintas frecuencias de vibración de ambos.

3) Utilizando un modelo teórico más simplificado, como puede ser el utilizado por el método de Rayleigh, que nos permite el cálculo aproximado de la frecuencia fundamental de vibración, se ha obtenido un valor de 1,77 Hz para dicha frecuencia, que resulta ser una cota superior muy cercana al valor real medido.

4) También podemos comparar los resultados obtenidos con los que se deducirían de la aplicación de las distintas fórmulas empíricas que se utilizan para la determinación de la frecuencia fundamental, y que han sido deducidas de los valores obtenidos en distintas pruebas de carga en las que se han medido las frecuencias propias. Algunas de estas relaciones son:

$$f = \frac{100}{L} + 0{,}6 \text{ (Hz)}$$

$$f = \frac{74}{L} + 0{,}87 \text{ (Hz)}$$

$$f = \frac{110}{L} \qquad \text{(Hz)}$$

En todos los casos, L es la longitud del vano más largo, en metros.

Existen más correlaciones de este tipo, y aquí sólo se han dado algunas a título de ejemplo. En cualquier caso, los valores obtenidos siempre son superiores al real de 1,7 Hz.

5) De todos los resultados obtenidos y resumidos en la tabla 5.2 se deduce un valor del decremento logarítmico, correspondiente al segundo modo de vibración, pues se ha calculado en una vibración libre de frecuencia 3 Hz, cuyo valor medio es de:

$$\delta = 0{,}056$$

con una desviación típica $\sigma = 0{,}013$.

Sin embargo, teniendo en cuenta que en el vano 6'-7', (correspondiente al transductor 8), es donde menos significativo es el primer modo, y el segundo modo de vibración es el predominante, deberemos dar una mayor fiabilidad a los valores obtenidos de medidas en dicho transductor, de modo que de las mismas se deduce un valor medio de $\delta = 0{,}053$, con una desviación típica $\sigma = 0{,}006$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

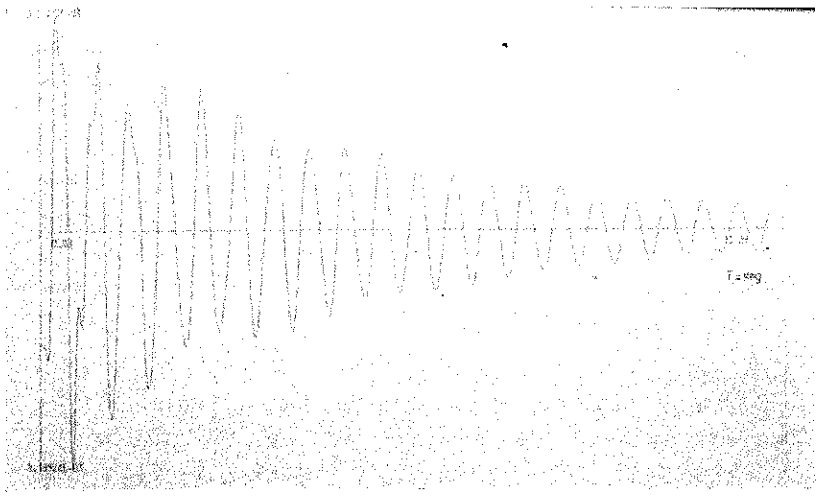


Fig. 5.22. Modelo teórico viga continua. Desplazamiento vertical en función del tiempo en el nudo 36 (sección 35').

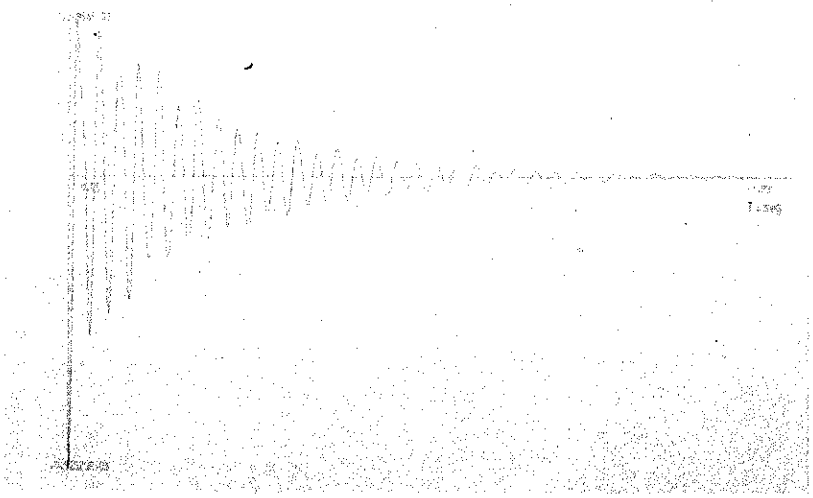
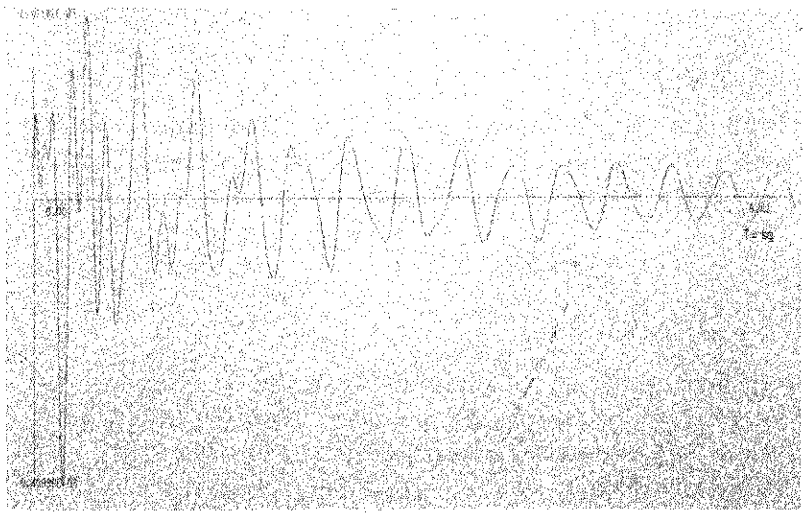


Fig. 5.23. Modelo teórico viga continua. Desplazamiento vertical en función del tiempo en el nudo 16 (sección 55').



Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

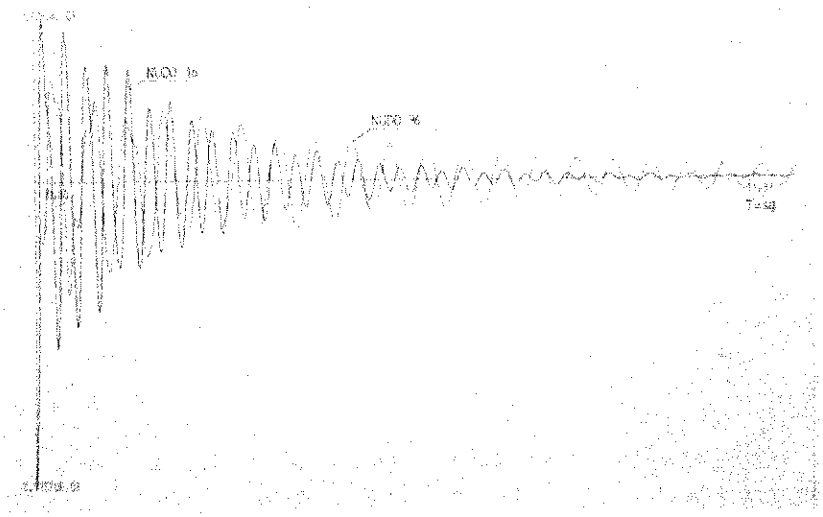


Fig. 5.25. Modelo teórico viga continua. Comparación frecuencias de vibración en los desplazamientos de los nudos 16 y 36.

6) Los valores obtenidos para el coeficiente de amplificación dinámica son mayores que los que se habrían obtenido modelizando el paso del vehículo sobre la superestructura como una carga puntual de valor fijo que se desplaza a una cierta velocidad; lo cual nos indica que el fenómeno está insuficientemente modelizado con dicha simplificación.

7) Todos los valores del C.A.D. obtenidos se han considerado como correctos, puesto que los fenómenos debidos a la torsión, en relación a los de flexión longitudinal, han sido minimizados gracias a la colocación de los instrumentos de medida dentro de la zona de influencia directa de la carga.

8) Se ha calculado únicamente el coeficiente de amplificación dinámica en el caso de pasadas sin tablón RILEM, situación que simula mejor las condiciones normales del tráfico rodado en la superestructura del puente, aunque podría hacerse de modo análogo en las pasadas con tablón, para simular otros efectos del pavimento en el fenómeno vibratorio.

5.7.2. Conclusiones

5.7.2.1. Referentes a frecuencias de vibración

1) El modelo teórico utilizado, basado en un pórtico plano dinámico y comportamiento como viga, nos proporciona valores teóricos de las frecuencias de vibración en flexión longitudinal, muy próximas a las reales, incluso para frecuencias distintas a la fundamental. Ello confirma la perfecta adecuación de dicho modelo teórico para el cálculo de las frecuencias y modos de vibración, siempre y cuando la discretización de la estructura sea tal que simule lo mejor posible las características dinámicas de la misma y se hallen correctamente evaluadas la masa y rigidez reales.

2) En muchas ocasiones, para la correcta interpretación de los resultados obtenidos en una prueba de carga dinámica, que por motivos obvios sólo proporciona información en puntos muy determinados del puente, será totalmente necesario el contar con un modelo teórico, lo más exacto posible, que nos permita ver dichos resultados, no como valores aislados en puntos concretos, sino como parte integrante de la respuesta general de la estructura, y en tal sentido puedan ser interpretados. En este caso concreto, el contar con un modelo teórico de comportamiento nos ha permitido confirmar la existencia de una frecuencia propia de vibración menor a la de 3 Hz. Igualmente, también resulta muy útil el estudio de la señal en el dominio de la frecuencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

3) Teniendo en cuenta que el número de puntos que se van a instrumentar será siempre bastante limitado, resulta muy importante acertar a la hora de la elección de cuáles serán los puntos instrumentados, a fin de no perder información de gran importancia; y, en este sentido, el contar a priori con una modelización adecuada del puente nos será de gran utilidad.

4) Las fórmulas de tipo empírico utilizadas para el cálculo de la frecuencia fundamental de vibración en función de la luz máxima de los vanos, obtenidas de correlaciones con resultados de distintas pruebas dinámicas realizadas, suelen sobrevalorar el valor de dicha frecuencia fundamental, llegándose en algunos casos a valores superiores en un 65 por 100 al verdadero. Incluso, los resultados obtenidos mediante distintas correlaciones dan valores con dispersiones de hasta el 15 por 100 (véase tabla 5.1). Para explicar estos hechos hay que tener en cuenta que:

   a) Son fórmulas que intentan aproximar una nube de puntos bastante dispersa, obtenida de ensayos en puentes con muy distintas tipologías longitudinales, e, incluso, con variaciones importantes dentro de una misma tipología, y con distinta geometría de la sección transversal y rigidez global, e intentan cubrir una amplia gama de casos, con lo que únicamente pueden darnos una idea muy somera del orden de magnitud de la frecuencia, que nos puede ser útil en las primeras etapas de diseño, cuando uno de los pocos datos de que se dispone es el de la luz de los vanos; pero nunca debe ser adoptada como valor difinitivo.

   b) En la mayoría de los casos, cada fórmula refleja las distintas pruebas realizadas dentro de un mismo país, con unas costumbres propias de diseño y construcción, y su extrapolación al caso de países distintos de aquél en el que han sido deducidas las puede hacer menos exactas.

   c) Debido a que no ha existido una metodología de ensayo común a todas las pruebas de carga dinámicas realizadas, de modo que, en cada prueba, tanto los medios de excitación como los instrumentos de medida se han definido y utilizado sin seguir un modelo normalizado ni una filosofía general de ensayo, puede ser que, alguno de los resultados obtenidos, esté afectado por las particulares condiciones de cada prueba, explicándose con ello la gran dispersión de resultados obtenida incluso cuando se han agrupado los ensayos realizados de acuerdo a características análogas de los puentes ensayados. En este sentido parece necesaria una normalización aún mayor en este tipo de pruebas.

5) Es necesario disponer de un mayor número de datos experimentales que permitan agruparlos según las distintas características de los puentes ensayados, a fin de obtener fórmulas empíricas más ajustadas.

6) El método aproximado de Rayleigh, para el cálculo de la frecuencia fundamental, da valores muy correctos de la misma, incluso sin necesidad de utilizar iteraciones sucesivas, y aparece como muy adecuado cuando se trata sólo de hallar la frecuencia fundamental de puentes de luces medias y pequeñas, más aún si tenemos en cuenta que:

   a) En el caso de dichos puentes, conocemos a priori cuál va a ser la forma del modo fundamental de vibración.

   b) Con un pequeñísimo esfuerzo adicional de cálculo sobre el que comportaría el cálculo estático del puente, al que estamos obligados, y ya en las primeras etapas de proyecto, puede obtenerse, de modo muy preciso, la frecuencia fundamental, sin necesidad de tener que recurrir al uso de fórmulas empíricas, que pueden darnos valores poco reales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

5.7.2.2. Referentes al amortiguamiento

1) Hasta el momento, no se ha podido determinar el amortiguamiento correspondiente al primer modo de vibración, puesto que, como ya hemos visto, no ha sido posible, en ningún caso, obtener de los registros temporales un proceso de vibración libre dominado por dicho modo de vibración.

2) La técnica del decremento logarítmico para la determinación del amortiguamiento, resulta de difícil aplicación en el caso de puentes con tipología longitudinal compleja, y, a la hora de su aplicación, deben tomarse ciertas precauciones sobre las características del registro temporal utilizado, si no se quieren cometer errores importantes. Por dicho motivo, resulta necesario potenciar la investigación que conduzca a nuevos métodos de determinación, tanto del amortiguamiento, como de las frecuencias propias.

3) El amortiguamiento correspondiente al segundo modo de vibración se ha evaluado en $\delta = 0{,}053$ (decremento logarítmico), lo cual corresponde a un porcentaje de amortiguamiento crítico del 0,8 por 100, tratándose, por tanto, de un viaducto con amortiguamiento total de tipo medio, tendiendo a bajo.

4) Hay que destacar el bajo amortiguamiento de los puentes de hormigón si lo comparamos con las estructuras de edificación, donde un valor característico del porcentaje de amortiguamiento crítico utilizado suele ser del 5 por 100, y, en este sentido, resultaría inadecuado aplicar dicho valor como representativo, al caso del cálculo de la respuesta dinámica de un puente.

5.7.2.3. Referentes al coeficiente de amplificación dinámica

1) En todos los casos, los valores del C.A.D. en zona negativa son superiores a los medidos en zona positiva, siendo, en alguno de ellos, 5 veces mayor si comparamos valores obtenidos en la misma pasada.

2) El máximo valor de ϕ en zona negativa es de 148 por 100, dos veces y media superior al máximo valor de ϕ en zona positiva, que es del 59 por 100.

3) No se han podido obtener valores de ϕ correspondientes al vano más largo, debido a la imposibilidad de instrumentarlo.

4) El valor máximo de ϕ en zona positiva es mucho mayor (del orden de tres veces) del que se deduciría del obtenido mediante códigos o normas que lo evalúan en función de la luz del vano; mientras que, las normativas más actualizadas, que la proporcionan en función de la frecuencia fundamental de vibración, dan valores más próximos a los realmente obtenidos.

5) El máximo valor de ϕ en zona positiva en el vano 5'-6' se produce a una velocidad aproximada de 20 km/h y coincide con el valor de la velocidad para el cual se produce el máximo valor de ϕ en zona negativa en los vanos contiguos; mientras que el máximo en zona negativa en el vano 5'–6' se produce sobre los 30 km/h y coincide con el máximo valor de ϕ en zona positiva de los vanos contiguos.

6) El hecho apuntado anteriormente, juntamente con la comprobación de que el valor de ϕ no es siempre creciente con la velocidad, (por lo menos en las pasadas sin tablón) pone de manifiesto que, en el fenómeno del paso de un vehículo por la superestructura de un puente juegan, además de la velocidad y la intensidad de la carga, otros parámetros importantes, como la rigidez y el amortiguamiento del sistema de suspensión del vehículo, y las características de rugosidad y acabado del pavimento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

7) Tal como se deduce de la tabla 5.3, el valor de ϕ en zona positiva, en cada vano, depende poco, dentro del vano, del punto que se ha instrumentado, mientras que el valor de ϕ en zona negativa, sí es sensible al punto del vano donde lo evaluamos, obteniéndose el máximo en la sección centro luz.

8) En secciones cajón y secciones cerradas, como es el caso del viaducto ensayado, y, en general, en secciones con gran rigidez torsional, siempre y cuando los puntos de medida se sitúen dentro de la zona de influencia de la carga móvil, el efecto de la localización del punto de medida dentro de la misma sección transversal es totalmente despreciable (compárense los resultados de los transductores 1, 6, 7 y 4, 5).

6. PRUEBA DE CARGA ESTATICA, RANGO ELASTICO

6.1. Determinación experimental de las líneas de influencia

6.1.1. Introducción

Es conocida la gran importancia que en el proyecto y verificación de estructuras tiene el conocer, lo mejor posible, las solicitaciones que las cargas exteriores producen en las secciones más características de las mismas, y más aún, en el caso de los puentes, dado que las sobrecargas variables reales pueden actuar en cualquier punto del tablero. En consecuencia, resulta necesario conocer dónde debe posicionarse el tren de cargas de cálculo para que ello suceda.

Dado que esta metodología debe seguirse en la fase de proyecto, el único medio del que se dispone es utilizar modelos y métodos teóricos que asemejen lo mejor posible el comportamiento del puente una vez construido, siendo importante, en consecuencia, evaluar cuál es el grado de exactitud de dichos modelos en lo que a cálculo de esfuerzos y determinación de las tensiones se refiere. Ello sólo es posible comparando los resultados teóricos obtenidos con los mismos y los medidos experimentalmente.

6.1.2. Objetivos

Nos planteamos como objetivo la medición experimental de la línea de influencia de flechas, deformaciones y reacciones en las secciones consideradas como más características, y su comparación con los resultados obtenidos mediante los modelos teóricos de comportamiento usualmente utilizados.

6.1.3. Instrumentación

6.1.3.1. Instrumentación prevista

En base a la obtención del objetivo señalado en el apartado anterior, se había previsto la siguiente instrumentación, recogida en el Pliego de Condiciones (2).

a) Bandas extensométricas para la medida de la deformación en la zona superior del tablero y situadas en la sección 55'.

b) Bandas extensométricas para la medida de la deformación en la pila 6'. A partir de dichas deformaciones se evalúa, en su caso, la variación de la reacción en dicha pila.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

c) Dos células de carga para la medida de la reacción en el estribo 7'.

d) 4 transductores de desplazamiento para la medición de flechas; dos de ellos situados bajo cada una de las almas en la sección 52", así como un transductor en el centro de los dos vanos contiguos (secciones 45' y 65'), centrados en sentido transversal. Todos estos transductores estaban ya previstos en la realización de la prueba de carga dinámica.

e) Dos flexímetros de lectura directa en la sección 55', situados en el mismo lugar donde se encontraban los otros 2 transductores utilizados en la prueba dinámica y sustituyendo a los mismos. Esta sustitución venía obligada, dadas las características que se exigían a los transductores de desplazamiento, habida cuenta de que, en esta prueba, por utilizar un camión de mayor tonelaje, se preveían flechas mayores a las previstas en la prueba de carga dinámica.

f) Cronómetros y radioteléfonos para la medición exacta de la velocidad del vehículo utilizado como carga móvil.

6.1.3.2. Instrumentación utilizada

Vamos a señalar a continuación los cambios que se produjeron en cuanto a la instrumentación prevista y la realmente utilizada en la ejecución de la prueba.

a) Se utilizaron 7 bandas extensométricas en la sección 55' del tablero, más 1 de compensación para corrección de posibles deformaciones atensionales debidas a cambios de temperatura durante el tiempo de ejecución de la prueba. En total se dispusieron 8 bandas extensométricas en el tablero.

   El posicionamiento de las 7 bandas utilizadas se corresponde con los números 1, 4, 6, 9, 12, 14 y 17 de la figura 6-13.

b) 12 bandas extensométricas en la pila 6', 3 en cada una de las caras, más 4 bandas de compensación de temperatura, una en cada cara de la pila. En total, 16 bandas extensométricas en pila. Su posicionamiento puede verse en el apartado de instrumentación en la prueba de carga hasta rotura.

c) Las células de carga que debían instalarse cerca del estribo 7' no pudieron ser utilizadas, dado que, en la operación de levantamiento del estribo, que estaba previsto se realizara antes de las pruebas estáticas rango elástico y en la cual debían colocarse las células de carga para la posterior medida de reacciones en el estribo en las restantes pruebas de carga, surgieron problemas de procedimiento al no disponerse de las chapas de acero que debían colocarse entre las células de carga y los gatos planos a fin de centrar las cargas de los mismos; en consecuencia, no pudo efectuarse el levantamiento en la fecha prevista para ello, operación que quedó aplazada, por decisión de la Inspección Facultativa, hasta después de la realización de la prueba estática en su fase elástica y antes de la ejecución de la prueba de carga hasta rotura.

d) 8 transductores de desplazamiento, situados según queda reflejado en la figura 5-1, correspondiente a la prueba de carga dinámica, en lugar de los 4 transductores + 2 flexímetros previstos. No fue necesaria la sustitución de los dos transductores de desplazamiento de la sección 55', por los flexímetros, dado que las características de los transductores ofertados por la Empresa encargada de la Instrumenta-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ción permitían un mayor recorrido en los mismos, siendo capaces de registrar las flechas que en dichos puntos se esperaban. Además, se consideró oportuno mantener los dos transductores adicionales utilizados en la prueba dinámica, situados uno debajo de la sección 55' y otro en la sección 57", ambos centrados en sentido transversal. En las figuras 6-1 y 6-2 aparece un detalle y la colocación de los dos tipos de transductores de desplazamiento.

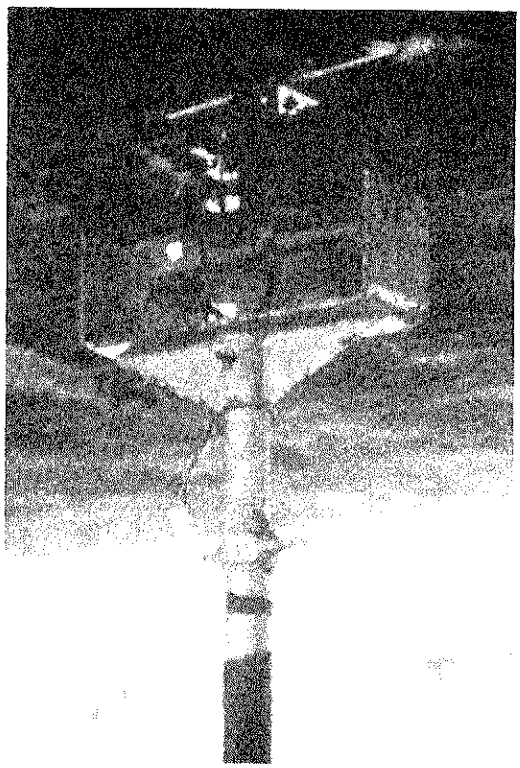


Fig. 6.1. Detalle de uno de los transductores de desplazamiento tipo 2.

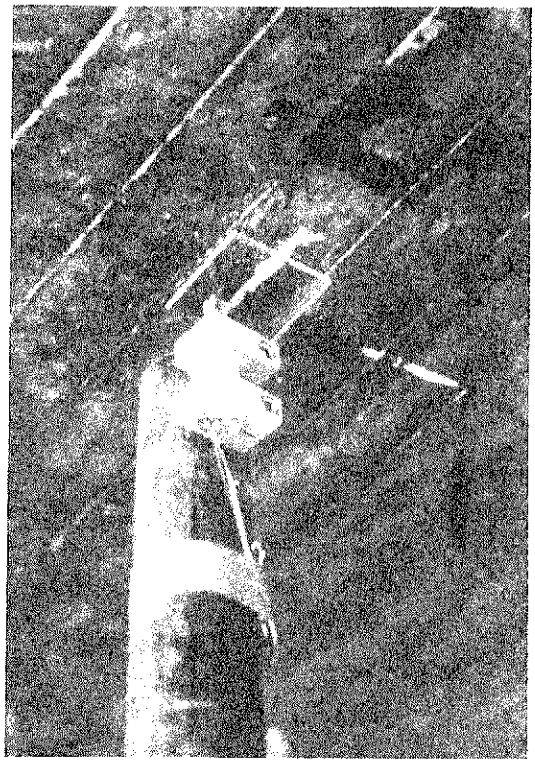


Fig. 6.2. Detalle de uno de los transductores de desplazamiento tipo 1.

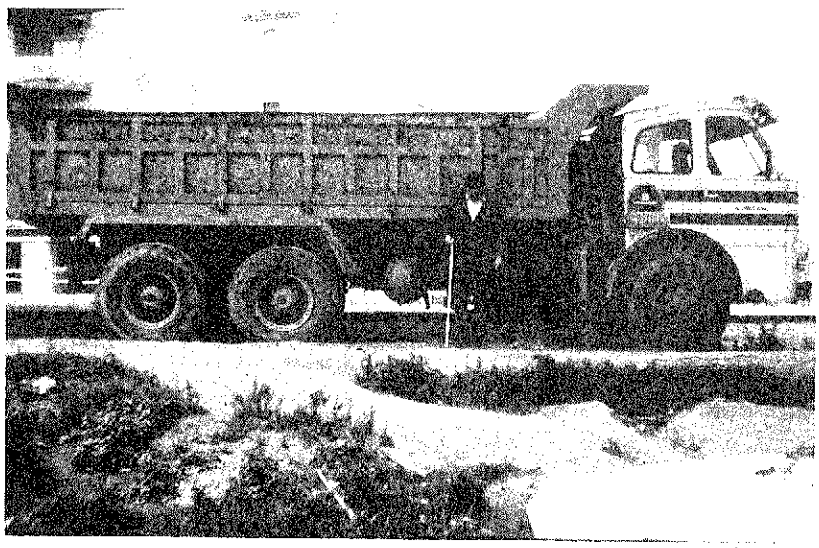


Fig. 6.3. Vehículo utilizado para la determinación de las líneas de influencia experimentales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

e) 2 cronómetros y 3 radioteléfonos para la determinación de la velocidad de paso del camión.

6.1.4. Medios de carga

Puesto que los modelos teóricos más utilizados en la determinación de la línea de influencia consideran la carga actuante como estática, era necesario que la velocidad del camión fuera lo suficientemente pequeña como para eliminar, en lo posible, los fenómenos dinámicos que la misma podía inducir en la respuesta del viaducto. La deformación del viaducto se consiguió mediante la utilización de un camión de 3 ejes, con las siguientes características:

Distancia entre ejes:	entre 1 y 2	= 3900 mm.
	entre 2 y 3	= 1300 mm.
	entre ejes extremos	= 5200 mm.
Vía anterior	= 2073 mm.	
Vía posterior	= 1848 mm.	
Núm. de ruedas	= 10	
Anchura total	= 2500 mm.	
Longitud total	= 8100 mm.	

La determinación del peso, realizada en báscula oficial, dio un resultado de:

Peso eje delantero	= 7.000 kg.
Peso ejes traseros	= 21.800 Kg.
Peso total	= 28.800 kg.

En la figura 6-3 aparece el vehículo utilizado.

6.1.5. Realización

La realización de esta prueba sufrió una modificación importante respecto a lo que estaba previsto inicialmente. Se decidió que el camión cruzara el viaducto únicamente en un sentido, desde el lado del corte hacia el estribo, en lugar de hacerlo en los dos sentidos, dado que, para garantizar las condiciones de seguridad en todo momento, así como la menor distorsión posible en los resultados, no se consideró oportuno que el vehículo se desplazara en el sentido estribo-corte y frenara poco antes de llegar al final de la estructura. Por lo demás, la prueba se realizó tal como se hallaba especificado en el Pliego de Condiciones.

La velocidad de todas las pasadas del camión efectuadas se midió con los medios destinados a tal fin, verificándose que, tal como se exigía, la velocidad no superó en ningún momento el valor máximo admitido de 5 km/h, así como, que no se produjeron cambios bruscos en la velocidad del vehículo.

En resumen, el procedimiento de la prueba fue el siguiente:

1) Primera pasada del camión, a 50 cm del bordillo derecho, en sentido Oeste-Este (corte-estribo).

2) Primera pasada del camión, por el centro del tablero, en sentido Oeste-Este.

3) Segunda pasada del camión, a 50 cm del bordillo derecho, en sentido Oeste-Este.

4) Tercera pasada del camión, a 50 cm del bordillo derecho, en sentido Oeste-Este.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

No se consideró necesaria la realización de otra pasada por el carril central, puesto que se comprobó la bondad del registro obtenido con la primera, mientras que se realizaron más pasadas en el caso de carga excéntrica, ya que, del examen del registro obtenido en la primera pasada, se dedujo la poca fiabilidad del mismo.

6.1.6. Resultados

Los resultados más significativos obtenidos en la prueba, quedan reflejados en las figuras 6-5 a 6-10. Para la correcta interpretación de las mismas, hay que tener en cuenta que, en ellas, la deformación nula, o deformación de referencia, corresponde al último valor del registro, cuando el camión ha abandonado ya el tablero y éste se encuentra sin deformar; y que, en los transductores 1 y 2, un valor negativo de la flecha indica un desplazamiento hacia abajo, mientras que, en los demás transductores, un movimiento descendente viene representado por un valor positivo del registro, tomando como valor cero el antes indicado. Ello se debe a las distintas características de medición de los transductores de desplazamiento, puesto que, mientras unos permitían su puesta a cero antes del inicio de la prueba, en el resto de transductores de desplazamiento, ello no era posible.

En la figura 6-4 se representa la clave de interpretación de las figuras de resultados. En las figuras 6-5, 6-6 y 6-7 vemos los resultados obtenidos en el caso de carga centrada (camión por el carril central), representándose la flecha en el punto medio de los 3 vanos instrumentados, así como en el punto situado a cuartos de luz en el vano 5'-6'. En las figuras 6-8, 6-9 y 6-10 se representa la flecha, en los mismos puntos, en el caso de la carga excéntrica (camión por el carril lateral).

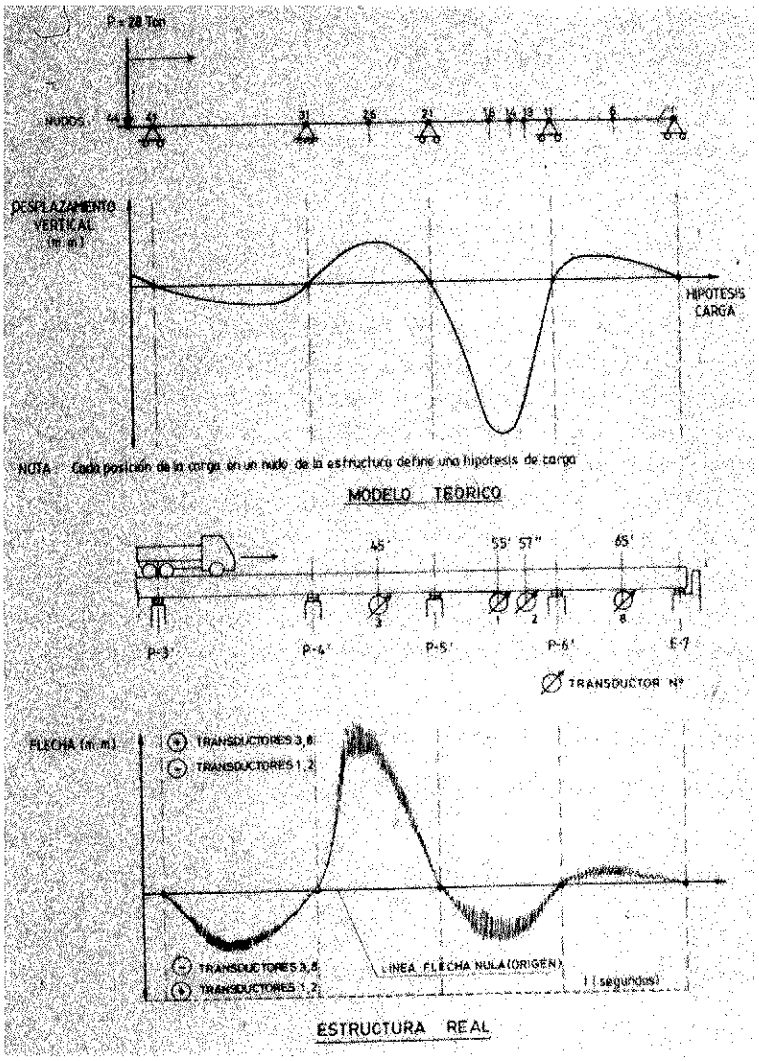


Fig. 6.4. Clave de interpretación de resultados de líneas de influencia experimentales y teóricos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

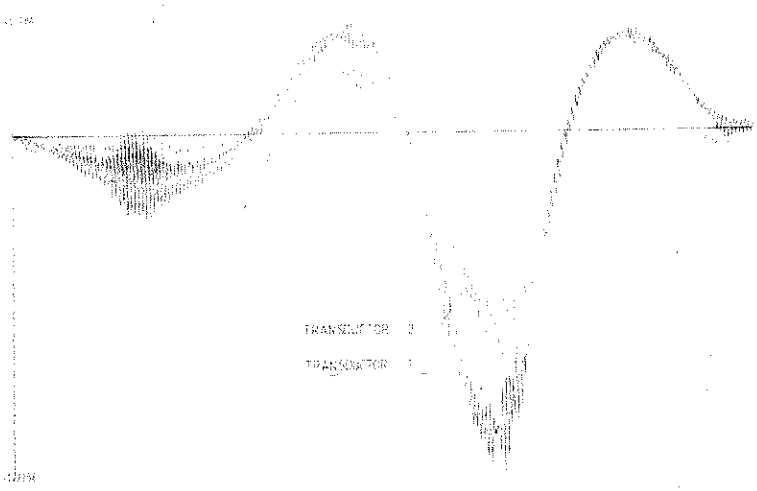


Fig. 6.5. Línea de influencia con vehículo centrado. Flecha en sección 55′ (transductor 1) y 57″ (transductor 2).

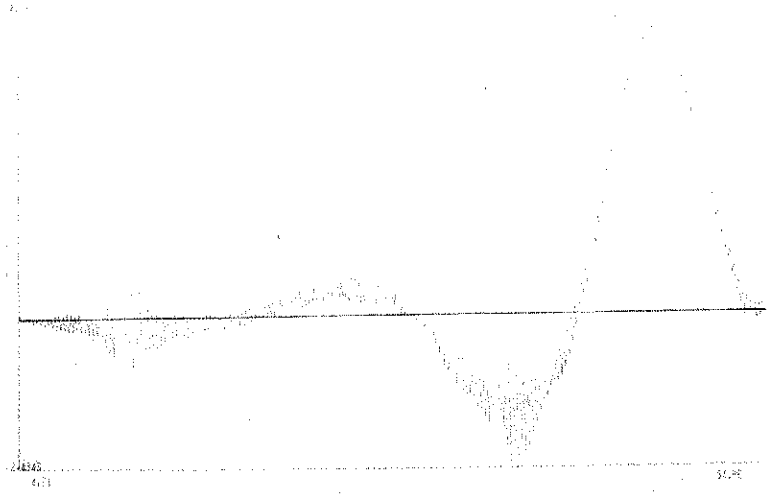


Fig. 6.6. Línea de influencia con vehículo centrado. Flecha en sección 65′ (transductor 8).

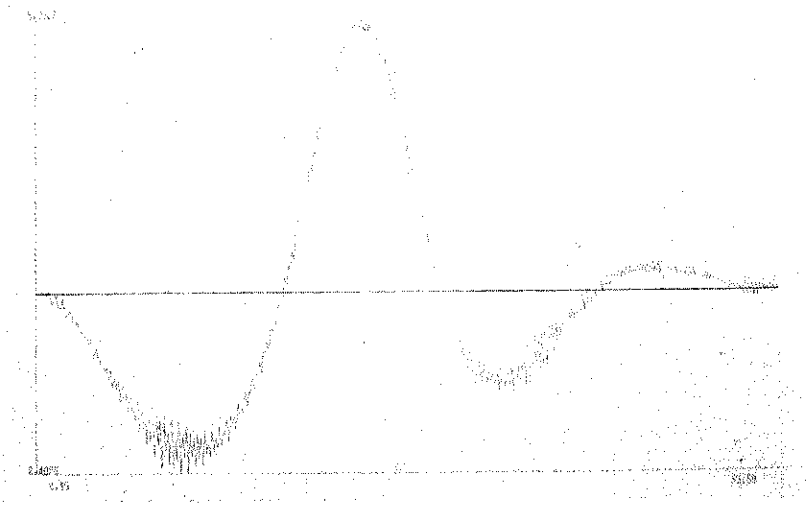


Fig. 6.7. Línea de influencia con vehículo centrado. Flecha en sección 45′ (transductor 3).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

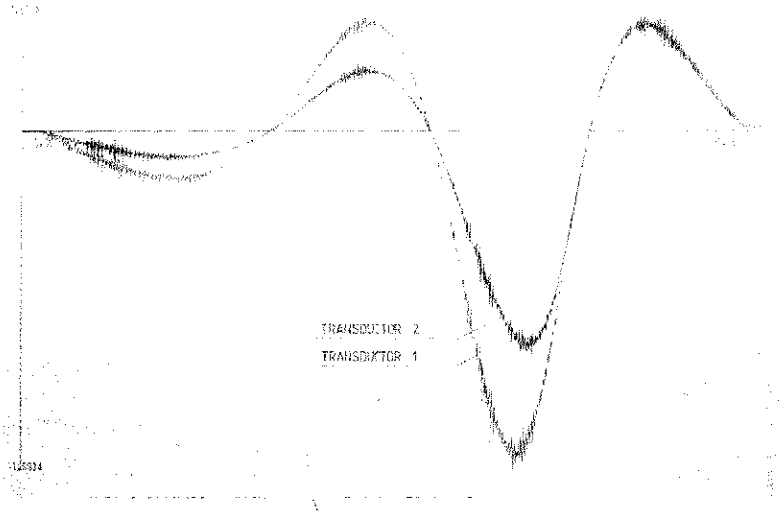


Fig. 6.8. Línea de influencia con vehículo excéntrico. Flecha en sección 55' (transductor 1) y 57'' (transductor 2).

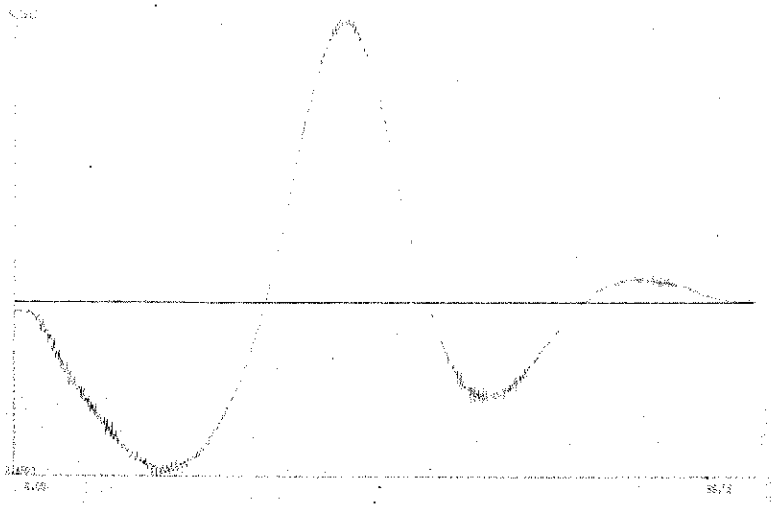


Fig. 6.9. Línea de influencia con vehículo excéntrico. Flecha en sección 45' (transductor 3).

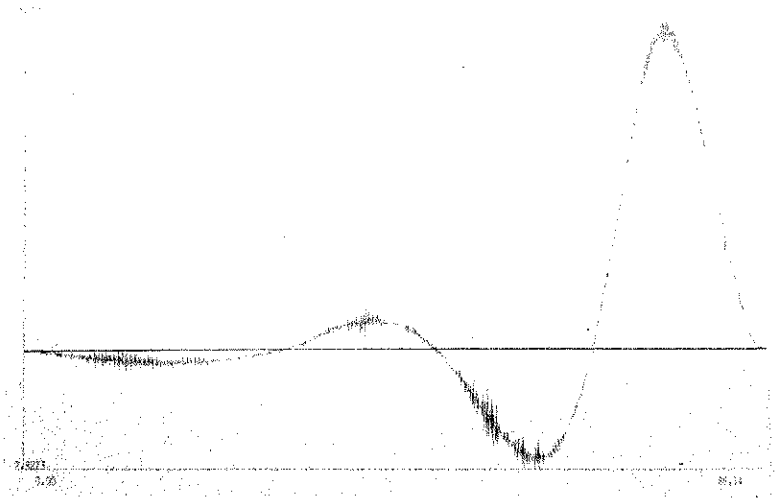


Fig. 6.10. Línea de influencia con vehículo excéntrico. Flecha en sección 65' (transductor 8).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En las figuras 6-11 y 6-12 se representan los resultados obtenidos mediante un modelo teórico de comportamiento tipo viga, en el que cada vano ha sido dividido en 10 elementos, y en el que la respuesta de la estructura frente a la acción exterior (carga puntual de 28 toneladas), se ha calculado suponiendo que actúa de modo estático en cada uno de los nudos en que hemos discretizado el viaducto. La numeración de nudos dada a cada sección es la que aparece en la figura 6-4.

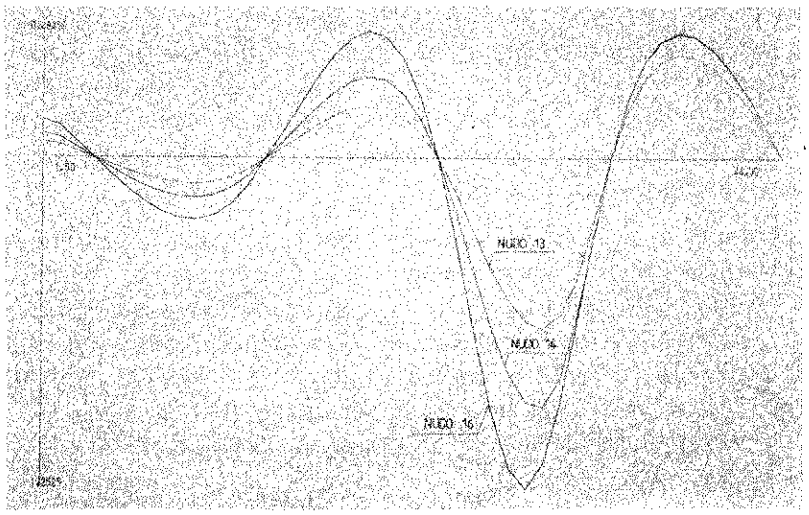


Fig. 6.11. Línea de influencia teórica. Modelo de comportamiento tipo viga. Desplazamiento vertical en los nudos 13, 14 y 16.

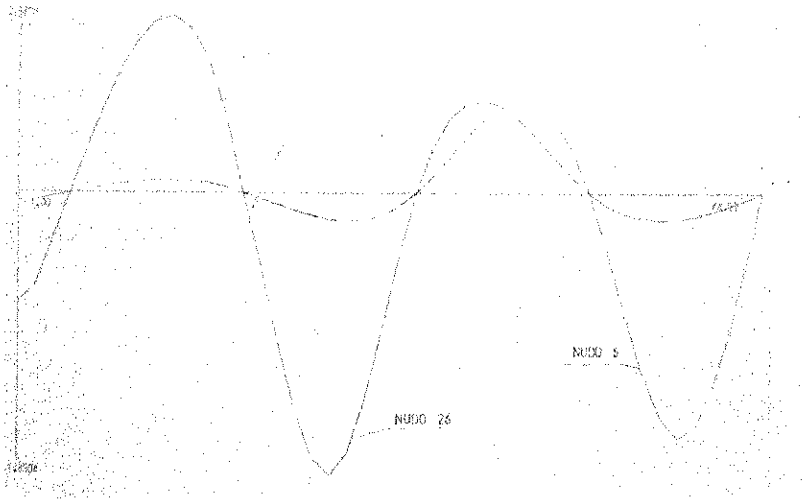


Fig. 6.12. Línea de influencia teórica. Modelo de comportamiento tipo viga. Desplazamiento vertical en los nudos 6 y 26.

6.1.7. Conclusiones

1) En la pasada con camión centrado, hay que destacar que, a pesar de la poca velocidad del camión, se nota un efecto dinámico de cierta importancia en la respuesta, vibración que tiene una frecuencia de unos 3 Hz., debido a los fenómenos de resonancia entre una de las frecuencias propias del viaducto y una de las frecuen-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

cias de la excitación debida al vehículo. También se observa cómo, en la pasada excéntrica del vehículo, la vibración correspondiente a dicha frecuencia es mucho menor, lo cual confirma, como ya hemos dicho en el capítulo correspondiente a la prueba dinámica, que se trata de una frecuencia de vibración en flexión longitudinal.

A pesar de la existencia de dicha vibración superpuesta, ha sido posible la correcta interpretación de los resultados obtenidos.

2) No fue posible la determinación de la línea de influencia de la reacción en el estribo, tal como en principio estaba previsto, debido a las causas ya apuntadas de imposibilidad de colocación de las células de carga en el estribo antes de la realización de esta prueba, y a la necesidad de cumplimiento del plazo de ejecución previsto para las distintas pruebas concebidas.

3) Se observa una gran concordancia entre los resultados del estudio teórico y los obtenidos en la prueba, una vez efectuadas las correcciones debidas a fenómenos de tipo dinámico; lo cual nos confirma la bondad del modelo utilizado en la simulación de la pasada centrada del camión. La menor exactitud que se observa en los valores iniciales de la flecha es debida a que, en el estudio teórico, la posición inicial de la carga se ha situado en el extremo del voladizo, mientras que, en la prueba real, por razones obvias de seguridad, el camión arrancaba desde una posición cercana a la pila 3'.

6.2. Prueba de determinación del "ancho eficaz"

6.2.1. Introducción

Para la correcta modelización de una estructura compleja mediante un modelo teórico de comportamiento tipo viga, a fin de poder trabajar según una única dimensión longitudinal, y dado que extrapolaremos los resultados obtenidos mediante dicha modelización a todo lo ancho de la sección transversal, resulta necesario conocer si, efectivamente, la sección a todo lo ancho puede considerarse como colaborante a efectos de flexión longitudinal. Hasta el momento, se habían realizado determinaciones del ancho eficaz en modelos a escala reducida, así como en tipologías de sección transversal muy concretas (sección doble T, etc...); también se habían efectuado determinaciones del mismo en modelos a escala real, pero en tipologías longitudinales muy simples (tramos simplemente apoyados), así como para secciones tipo cajón de características muy estandarizadas. La sección transversal tipo del viaducto aquí ensayado, con amplios voladizos y sección aligerada, la convierten en un caso del que existen pocos resultados.

6.2.2. Objetivos

Nos planteamos como objetivos los siguientes:

1) Determinación experimental de la distribución real de deformaciones longitudinales debidas a flexión y verificación de la colaboración a la misma de los voladizos, teniendo en cuenta las dos peculiaridades que confieren a esta prueba gran importancia, como son: la geometría particular de la sección transversal y el tratarse de una prueba realizada con un modelo a escala real, con una tipología longitudinal de varios tramos continuos, lo cual permitía estudiar también las secciones de apoyo, en las que la zona superior del tablero va a estar sometida a tracciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2) Comparación de los resultados experimentales obtenidos, con los que se desprenden de un cálculo simplificado en la hipótesis de comportamiento como viga, a fin de verificar la bondad de tal aproximación y permitir su utilización en la modelización de otras fases de la prueba de carga, como pueden ser la dinámica o la prueba de carga a rotura.

6.2.3. Instrumentación

6.2.3.1. Instrumentación prevista

La instrumentación, que quedaba reflejada en el capítulo correspondiente del Pliego de Condiciones que rigió la realización de la prueba de carga, era la siguiente (2):

a) Bandas extensométricas en el vano 5'-6' en las secciones 50' (sección de pila), 52" (situada a cuartos de luz en el vano 5'-6') y sección 55' (sección centro luz), para la medición de deformaciones en la zona superior del tablero.

b) Bandas extensométricas en pila 6'.

c) Células de carga en estribo 7'.

d) Transductores de desplazamiento y flexímetros, en la misma posición que la correspondiente a la prueba de líneas de influencia.

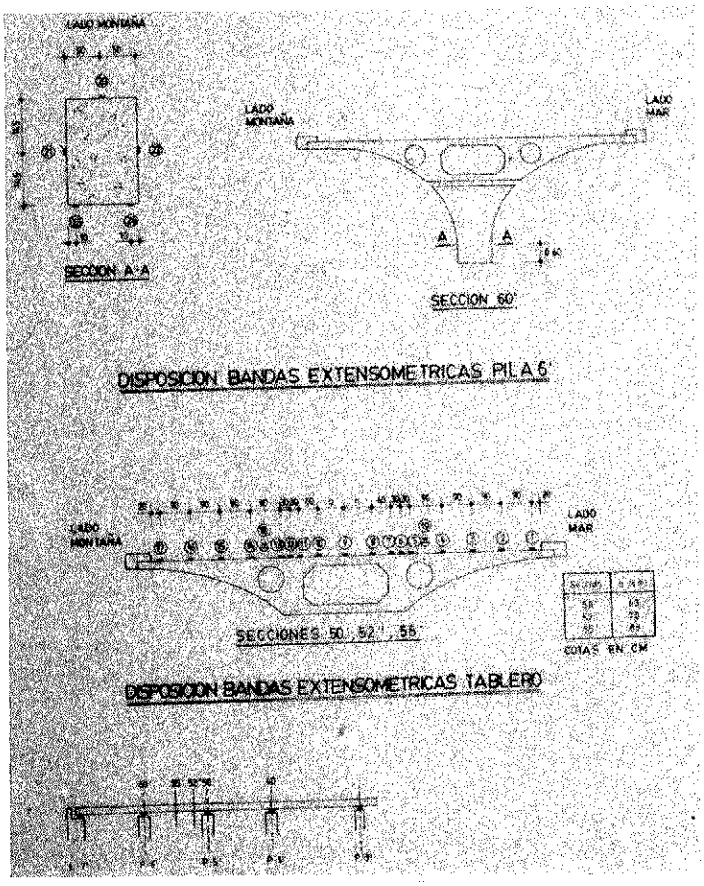


Fig. 6.13. Disposición de bandas extensométricas en tablero y pila 6', en la prueba de carga elástica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

6.2.3.2. Instrumentación utilizada

a) 17 bandas extensométricas para medida de deformaciones tensionales, más 2 bandas de compensación de temperatura, en la sección 50';

17 bandas extensométricas para medida de deformaciones tensionales, más 2 bandas de compensación de temperatura, en la sección 52";

17 bandas extensométricas para medida de deformaciones tensionales, más 2 bandas de compensación de temperatura, en la sección 55';

En total, 57 bandas extensométricas en la zona superior del tablero. Su posicionamiento exacto queda reflejado en la figura 6-13.

b) 5 bandas extensométricas para medida de deformaciones tensionales en la pila 6'. En total, 5 bandas en pila 6'. Su posicionamiento exacto aparece en la figura 6-13.

c) No fue posible la medición de la reacción en el estribo, por las mismas causas apuntadas en el capítulo correspondiente a la prueba de líneas de influencia, de imposibilidad de colocación de las células de carga correspondientes.

d) 8 transductores de desplazamiento, con las mismas características y posicionamiento en el viaducto que en la prueba de líneas de influencia y prueba de carga dinámica (Véase figura 5-1).

6.2.4. Medios de carga

La carga exterior, que debía producir la deformación de la estructura, la constituían 4 camiones de 3 ejes, con las mismas características geométricas del camión utilizado para la obtención de las líneas de influencia, y con la siguiente distribución de pesos:

	CAMION núm. 1	*CAMION núm. 2*	*CAMION núm. 3*	*CAMION núm. 4*
Peso eje delantero	7.000 Kg.	7.000 Kg.	7.100 Kg.	7.100 Kg.
Peso 1 eje trasero	10.900 Kg.	10.800 Kg.	10.500 Kg.	10.900 Kg.
Peso ejes traseros	21.800 Kg.	21.300 Kg.	20.900 Kg.	21.800 Kg.
Peso total	28.800 Kg.	28.300 Kg.	28.000 Kg.	28.900 Kg.

La determinación de todos los pesos se realizó mediante su pesaje en báscula oficial.

6.2.5. Realización

Para estudiar la posible influencia de la distribución de la carga dentro del vano, así como de su mayor o menor aproximación a una carga puntual, o bien a una carga uniformemente repartida, en la respuesta a todo lo ancho de las secciones consideradas, se decidió realizar la prueba según la siguiente secuencia:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

1) Lectura inicial de toda la instrumentación.

2) Posicionamiento de 2 camiones según la figura 6-14.

3) Lectura de la instrumentación inmediatamente después del posicionamiento definitivo de los vehículos y de la parada de motores.

4) Nueva lectura de la instrumentación transcurridos 5 minutos.

5) Salida hacia el estribo lado Besós de los dos camiones.

6) Nueva lectura inicial de la instrumentación.

7) Posicionamiento de 4 camiones según la figura 6-14.

8) Lectura de la instrumentación tras la parada de motores.

9) Nueva lectura transcurridos 5 minutos.

10) Salida de los 4 camiones del tablero y lectura final.

En la figura 6-15 aparece un instante de la realización de la prueba, en el que se procede al posicionamiento exacto de los camiones en su lugar.

Hay que señalar que, debido al número limitado de canales que podían registrarse simultáneamente, la secuencia anterior tuvo que repetirse para cada una de las secciones 50', 52", y 55', de modo que, en cada caso, se medían, exclusivamente, todas las bandas correspondientes a una misma sección del tablero, más las bandas colocadas en la pila, cuya lectura se realizó en todas las secuencias consideradas.

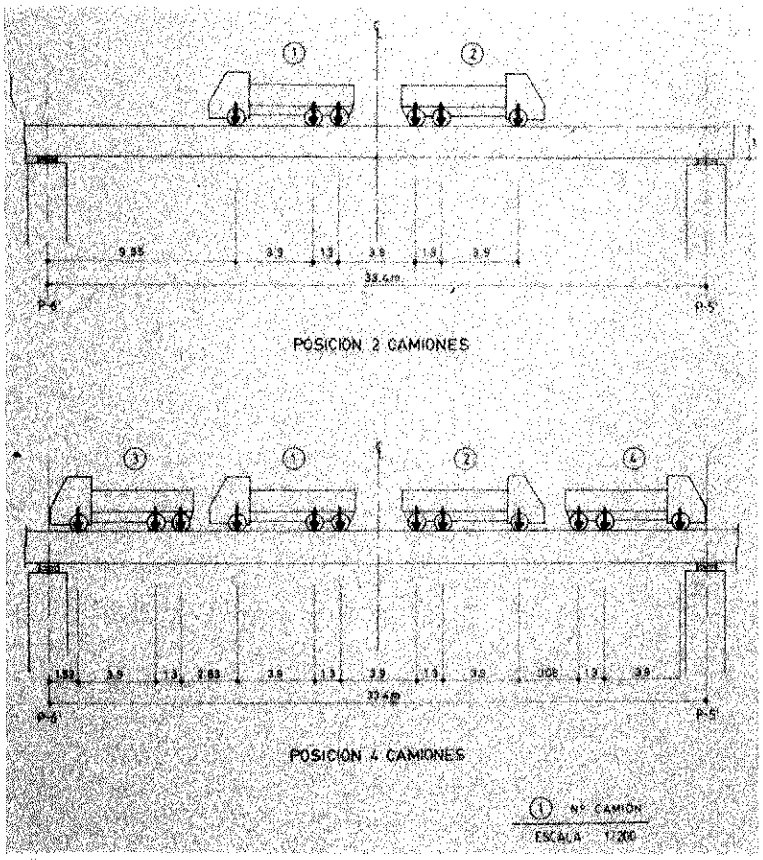


Fig. 6.14. Posicionamiento de los vehículos dentro del vano 5' - 6'.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

6.2.6. Resultados

Los resultados obtenidos experimentalmente, y los deducidos del cálculo simplificado mediante un modelo teórico que simula el comportamiento como viga, pueden verse en las figuras 6-16, 6-17 y 6-18, para cada una de las 3 secciones consideradas.

Fig. 6.15. Posicionamiento de los cuatro camiones durante la ejecución de la prueba.

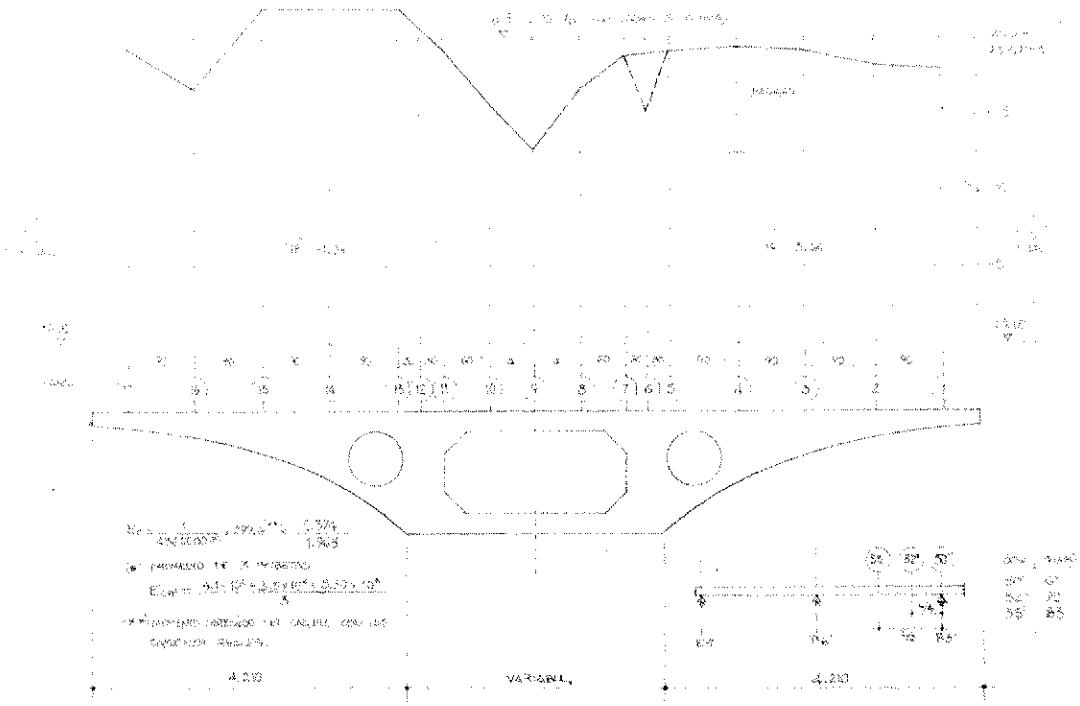


Fig. 6.16. Distribución de deformaciones en la cara superior de la sección 55' durante la prueba de carga elástica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

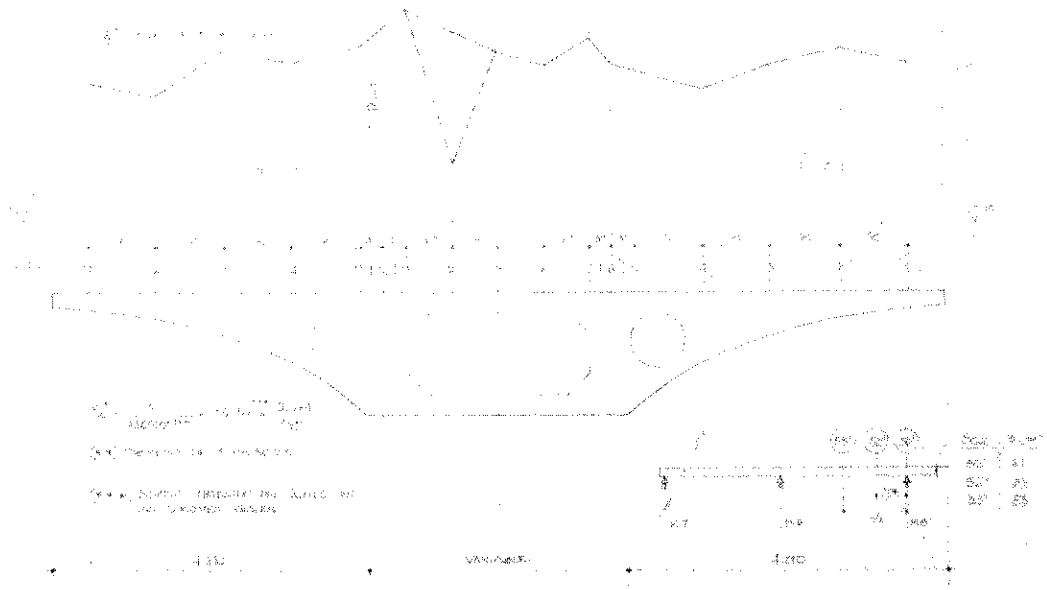


Fig. 6.17. Distribución de deformaciones en la cara superior de la sección 52'' durante la prueba de carga elástica.

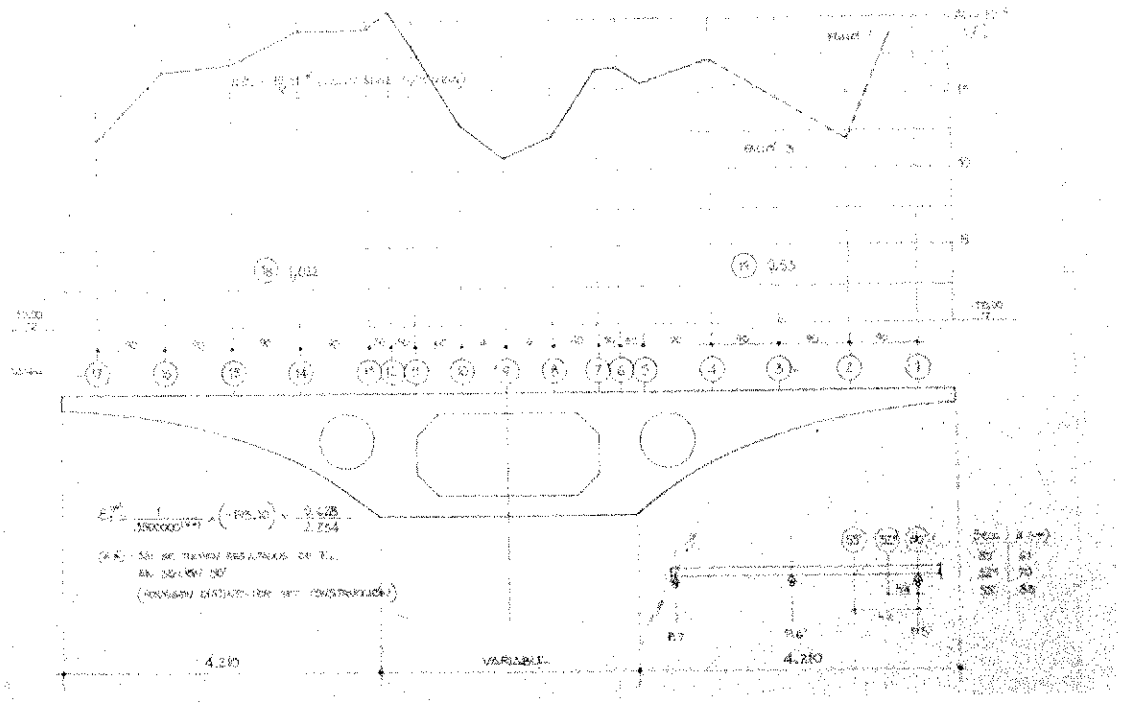


Fig. 6.18. Distribución de deformaciones en la cara superior de la sección 50' durante la prueba de carga elástica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

6.2.7. Conclusiones

De acuerdo con los resultados obtenidos, se puede concluir:

1) Se observa una distribución bastante uniforme de deformaciones, excepto en el forjado central, tanto en la sección 55' (centro luz), como en la 52'' (cuartos de luz).

2) La distribución de deformaciones en la sección 50', (sección de apoyo), es menos uniforme, con máximos en las almas y mínimos en el punto medio del forjado central.

3) Los amplios voladizos de la sección transversal son casi totalmente colaborantes en las secciones centrales; y en la sección de apoyo también contribuyen eficazmente, y de modo apreciable, a resistir las tracciones a que se encuentra sometida la zona superior del tablero.

4) El modelo de comportamiento como viga simula bastante bien el comportamiento de puentes de esta tipología de sección transversal y con varios tramos continuos, siendo únicamente necesaria una cierta corrección del ancho eficaz de los voladizos.

5) De las deformaciones observadas, se deduce que el modelo de comportamiento como viga puede usarse perfectamente en la interpretación de otras fases de la prueba de carga, en lo que respecta a los fenómenos debidos a flexión longitudinal.

7. PRUEBA DE CARGA HASTA ROTURA

7.1. Introducción

Desde la utilización del método de los estados límites para la verificación y el dimensionamiento de las estructuras de hormigón, la comprobación de la seguridad de una estructura, frente al estado límite considerado, se realiza calculando, por un lado, las solicitaciones a las que puede estar sometida la estructura, y por otro, obteniendo la respuesta de las distintas secciones de la misma, comprobando, finalmente, que, en toda la estructura, se verifica que su capacidad de respuesta es igual o superior a la solicitación máxima previsible.

Cuando esta verificación se realiza para un estado límite último, es decir, un estado de la estructura tal que, si se alcanza, se produce la ruina de la misma, tanto las acciones como las resistencias de los materiales se ponderan con unos coeficientes, llamados de seguridad, de valor superior a la unidad, que multiplican las acciones características en el cálculo de la solicitación y dividen las resistencias características de los materiales en la evaluación de la respuesta. Con unos valores adecuados de estos coeficientes –normalmente fijados por las normas de cada país– se garantiza, básicamente, que la probabilidad de hundimiento de una estructura, que puede producir pérdidas de vidas humanas, es del mismo orden de magnitud que la probabilidad de muerte existente ante riesgos naturales como inundaciones, caída de rayo, terremotos, etc.

En la actualidad, y de cara a la comprobación anteriormente comentada, empleamos todavía tratamientos distintos para la evaluación de la respuesta y para la evaluación de la solicitación. Así, para la obtención de la resistencia última de las secciones, empleamos todos nuestros conocimientos sobre el comportamiento de los materiales de cara a su cuantificación: tenemos en cuenta la fisuración de las secciones y empleamos las ecuaciones constitutivas reales de los materiales empleados, mientras que, para la evaluación de las solicitaciones –esfuerzos– seguimos utilizando modelos estructurales para materiales de comportamiento elástico y lineal, y extrapolamos este comportamiento a niveles avanzados de carga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Esta manera de proceder, incoherente desde un punto de vista teórico, da lugar a que la mayoría de las estructuras proyectadas tengan, realmente, una seguridad superior a la estrictamente requerida. Por ello, ha existido siempre en el campo de las estructuras de hormigón, una preocupación real de cara a resolver, no sólo la incoherencia teórica expresada, sino, fundamentalmente, el problema de emplear la cantidad estricta de materiales que garanticen la seguridad requerida.

A finales de la pasada década de los setenta y comienzo de los ochenta, surgen en todo el mundo modelos teóricos para el análisis estructural, (obtención de las solicitaciones), formulados en base al comportamiento real del hormigón, comportamiento que implica la consideración de la fisuración de las secciones y el empleo de las ecuaciones constitutivas reales de los materiales, hormigón y acero, de comportamiento no lineal frente a estados avanzados de carga. En base a estos modelos teóricos, se realizan estudios paramétricos y se dan recomendaciones de cara al mejor proyecto de estructuras y puentes de hormigón. Pero esto siempre se hace con una cierta prudencia, puesto que, la verificación experimental, siempre costosa de realizar, es escasa y casi siempre efectuada en laboratorio con estructuras siempre más pequeñas que las de la realidad.

Por ello, la ocasión de realizar un ensayo hasta rotura en una estructura real, y de una magnitud tan importante como la del viaducto de la plaza de Alfonso X, era una posibilidad única donde contrastar el grado de precisión que pueden alcanzar nuestros modelos, para, en base a esta validación, poder seguir realizando estudios que, más pronto o más tarde, repercutirán en el diseño cotidiano de estructuras y puentes de hormigón.

7.2. Objetivos planteados y concepción general de la prueba

En esta fase de la campaña experimental, nos planteamos los siguientes objetivos:

I. Evaluar experimentalmente la carga exterior que agota, por deformaciones máximas de los materiales, una sección; bien por flexión, o por torsión, o por una solicitación combinada.

II. Contrastar lo anterior con los modelos matemáticos de análisis no lineal de estructuras, ya desarrollados o en curso de realización por diversas personas del Departamento, especialistas en este tema (1), (10).

III. El modo de la rotura de la estructura debería de ser de tipo dúctil, de modo que avisara previamente, por motivos de seguridad en la operación. Igualmente, se planteaba parar el ensayo cuando se llegase a la rotura teórica de una sección, por deformaciones límites de los materiales.

En cuanto a su ubicación, se planteó sobre el tramo 5'-6', por condicionantes funcionales: era el sitio donde menos estorbaba al tráfico de la plaza, estaba en un extremo del tablero, (lo que permitía comenzar la demolición de éste por el lado opuesto) y había espacio suficiente donde centralizar la adquisición de datos y la dirección de la prueba.

Elegida la forma de rotura del viaducto por flexión, debido a las razones que más adelante comentaremos, la concepción general de la prueba hasta rotura puede comprenderse bien en el esquema de la figura 7-1, donde se recoge un esquema del sistema de carga, (efectuada mediante 6 gatos de pretensado del sistema Freyssinet que, apoyando sobre unos dinteles metálicos dispuestos sobre las almas del tablero, tiraban de 6 anclajes al terreno), así como del sistema de instrumentación. Las cargas se medían a través de transductores de presión dispuestos en el circuito hidráulico, mientras que la medición de la variación de las reacciones se efectuaba mediante células de carga en el estribo E-7', y, a partir de bandas extensométricas, en la pila 6'.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

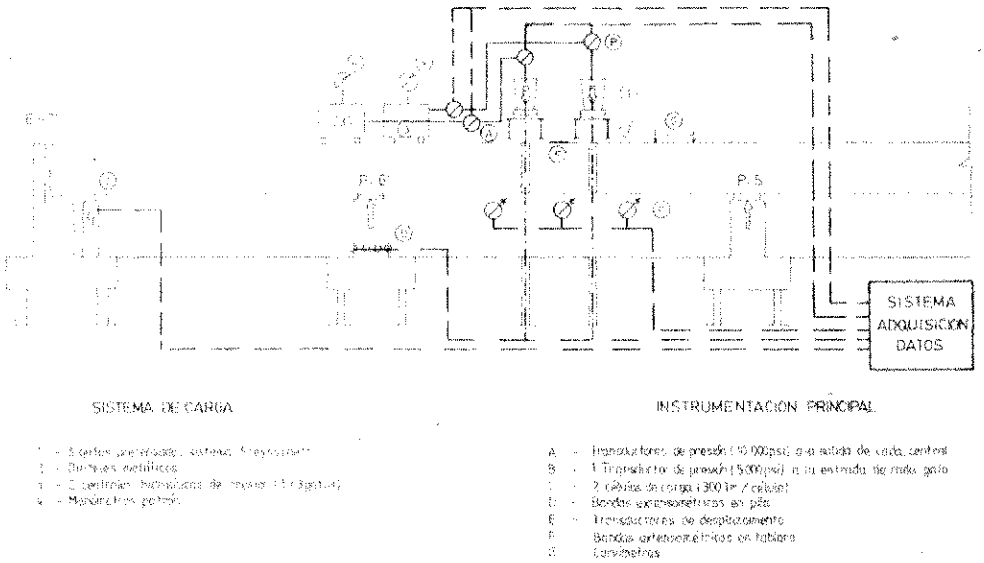


Fig. 7.1. Sistema de carga e instrumentación principal utilizada en la prueba de carga hasta rotura.

Es claro que, conociendo las fuerzas en los gatos y las reacciones en E-7' y P-6', pueden evaluarse los incrementos de momento flector producidos en los dos vanos extremos del dintel.

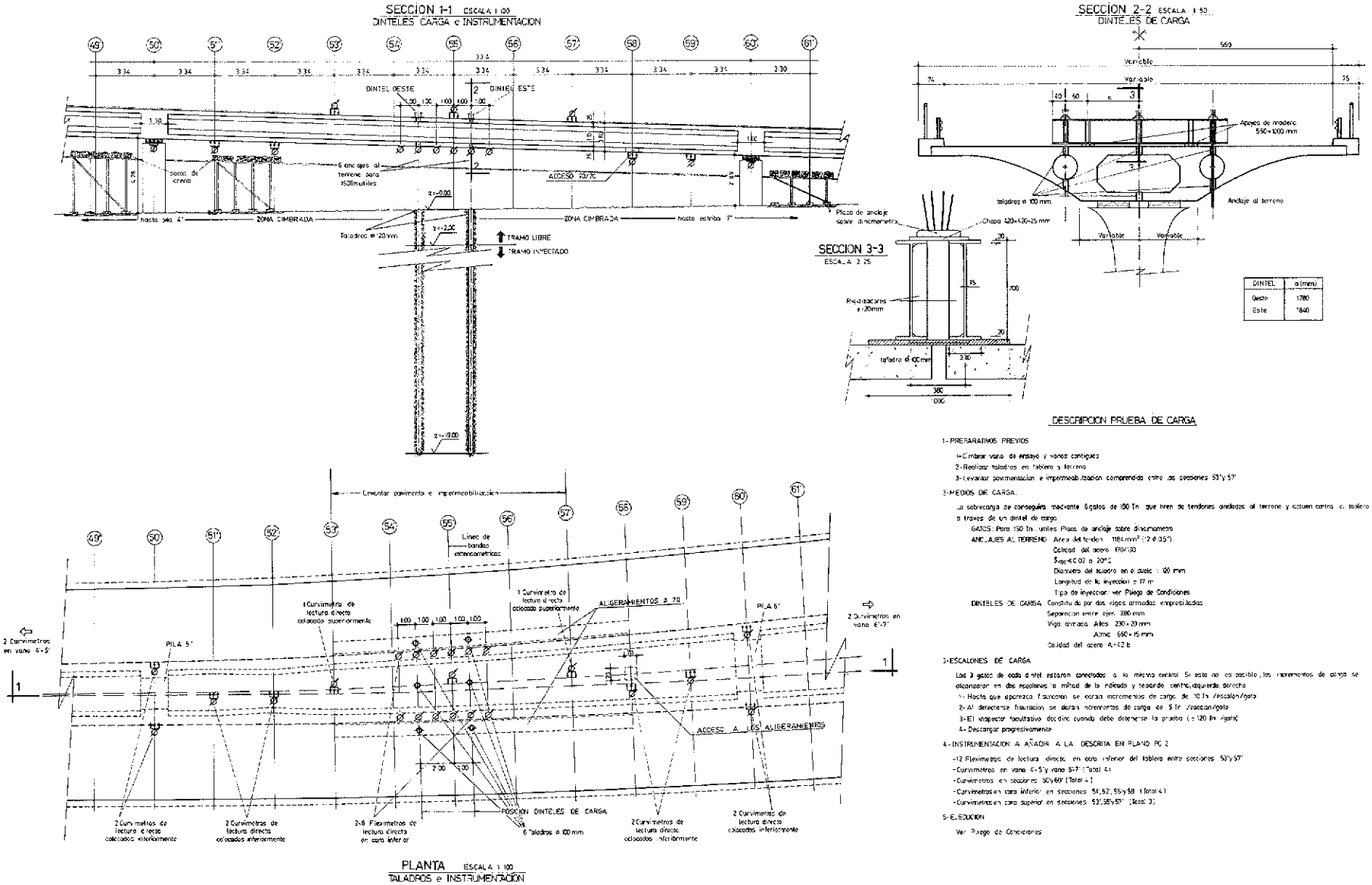
Un esquema más detallado del montaje de la prueba puede apreciarse en la figura 7-2 y en las fotografías que ilustran los siguientes apartados, donde hablaremos de los detalles de la instrumentación y de los medios de carga utilizados.

7.3. Instrumentación propuesta y utilizada

La instrumentación propuesta para la prueba estática de prerrotura y rotura, fue: (Fig. 7-2).

- 12 flexímetros de lectura directa, en cara inferior del tablero, entre las secciones 53' y 56'.
- Curvímetros colocados inferiormente en vano (4'-5'), secciones 45' y 47', y vano (6'-7'), secciones 62" y 65', (total 4). (Fig. 7-3).
- Curvímetros en secciones 50' y 60' (Total 4).
- Curvímetros colocados inferiormente en secciones 51', 52', 58' y 59' (Total 4).
- Curvímetros colocados superiormente en secciones 53', 55' y 59' (Total 3). (Fig. 7-3).
- Dos células de carga para 300 t dispuestas en el estribo E-7'. (Fig. 7-6).
- Nivel topográfico, con una resolución de 0,1 mm, para todas las medidas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



DESCRIPCION PRUEBA DE CARGA

1-PREPARATIVOS PREVIOS

1-Cimbrar vano de ensayo y vanos contiguos
2-Realizar taladros en tablero y terreno
3-Levantar pavimentación e impermeabilización comprendida entre las secciones 53°y 57°

2-MEDIOS DE CARGA.

La sobrecarga se conseguirá mediante 6gatos de 150 Tn que tiran de tendones anclados al terreno y actuen contra el tablero a través de un dintel de carga

GATOS: Para 150 Tn, utiles Placa de anclaje sobre dinamometro

ANCLAJES AL TERRENO Area del tendon 1184 mm² (2 ø 35°)
Calidad del acero 1700/1930
Slmpe<0.02 a 20°C
Diametro del taladro en el suelo : 100 mm
Longitud de la inyección = 17 m
Tipo de inyeccion: ver Pliego de Condiciones

DINTELES DE CARGA Constituido por dos vigas armadas empresillados
Separacion entre ejes: 380 mm
Viga armada: Alas 230×20 mm
Alma: 690×15 mm
Calidad del acero A-42 b

3-ESCALONES DE CARGA

Los 3 gatos de cada dintel estaran conectados a la misma central. Si esto no es posible, los incrementos de carga se alcanzaran en dos escalones a mitad de la indicada y separado centro/izquierda derecha

1- Hasta que aparezca fisuracion se daran incrementos de carga de 10 Tn /escalon/gato
2- Al detectarse fisuracion se daran incrementos de carga de 5 Tn /escalon/gato
3-El inspector facultativo decidira cuando debe detenerse la prueba (≈120 Tn /gato)
4- Descargar progresivamente

4-INSTRUMENTACION A AÑADIR A LA DESCRITA EN PLANO PC 2

-12 Fleximetros de lectura directa en cara inferior del tablero entre secciones 53°y 57°
-Curvimetros en vano 4-5°y vano 6-7° (Total 4)
-Curvimetros en secciones 50°y 60° (Total 4)
-Curvimetros en cara inferior en secciones 51,52, 55y 58 (total 4)
-Curvimetros en cara superior en secciones 53°,55°y 57° (Total 3)

5-EJECUCION

Ver Pliego de Condiciones

Fig. 7.2. Plano de ejecución de la prueba de carga hasta rotura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

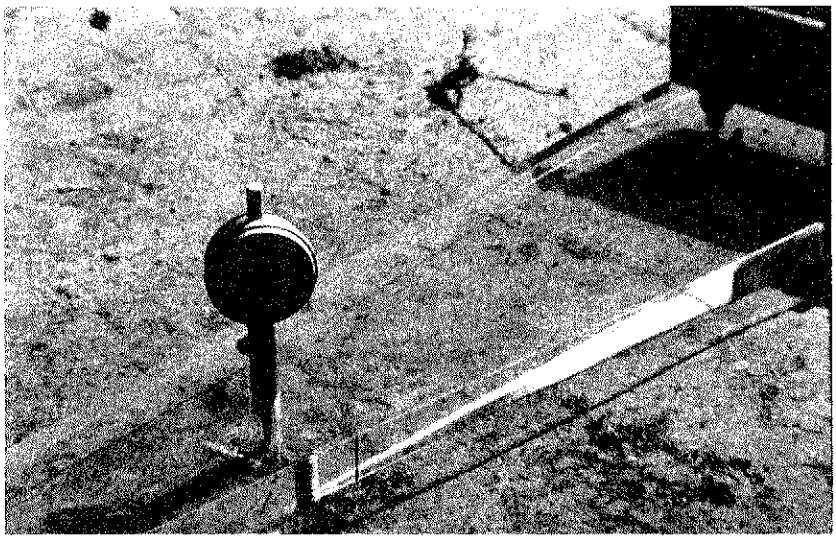


Fig. 7.3. Curvímetro situado en la parte superior de la sección centro-luz del vano ensayado hasta rotura.

Esta instrumentación venía a añadirse a la anteriormente colocada en fases anteriores y que se mantuvo durante esta prueba, y que fue:

– Bandas extensométricas, colocadas en la pila P-6' según el esquema de las figuras 7-4 y 7-5.

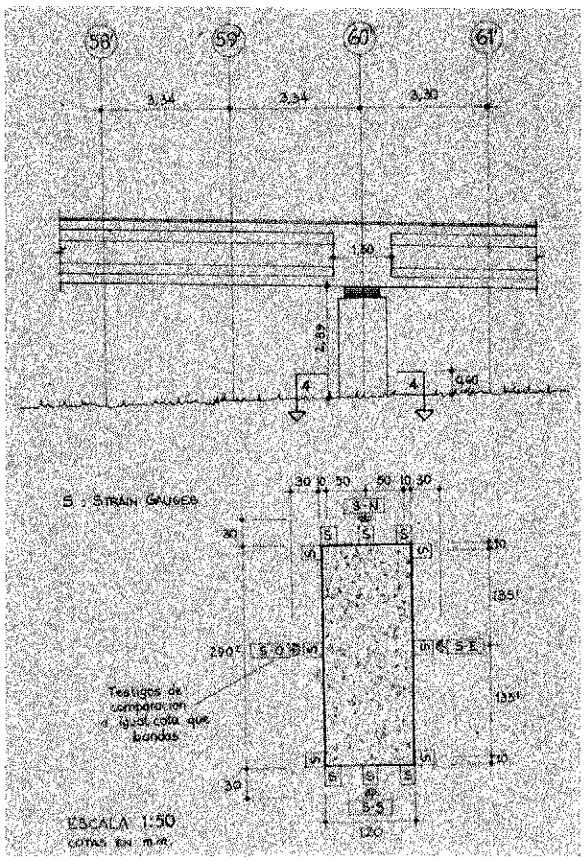


Fig. 7.4. Disposición de las bandas extensométricas en la pila P-6' con objeto de deducir, a partir de ellas, el incremento de la reacción sobre pila durante la prueba.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

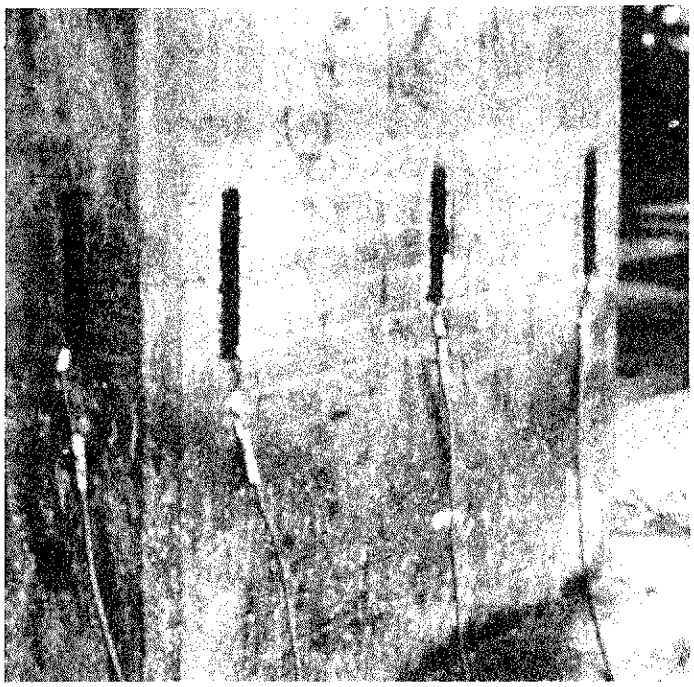


Fig. 7.5. Vista parcial de las bandas extensométricas dispuestas en la pila P-6'.

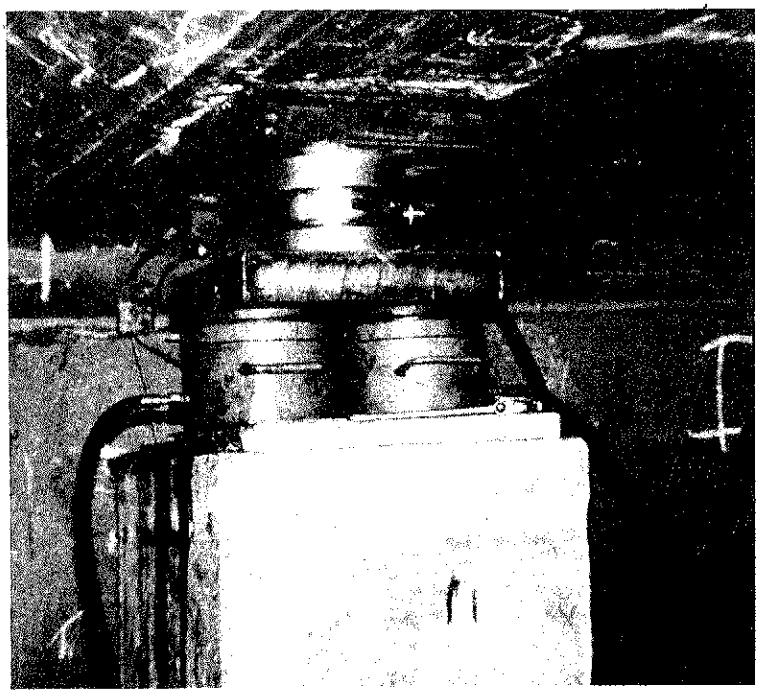


Fig. 7.6. Montaje para la medición de la reacción en el estribo E-7'. De abajo a arriba: Soporte de hormigón; apoyos de neopreno zunchado para permitir los movimientos del tablero por temperatura; gato plano para 200t (dos) y célula de carga para 300t, con las correspondientes placas de reparto y nivelación. A la izquierda puede observarse un transductor de desplazamiento para detectar el despegue del tablero al transferir la carga, desde los apoyos existentes, a las células de carga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

- Bandas extensométricas ubicadas en el paramento superior de la sección 55' del tablero.

- Termómetros dispuestos en la sección 45' del tablero y en las proximidades de la parte superior e inferior de éste.

La Empresa de instrumentación, INTEMAC, propuso las siguientes sustituciones, que fueron aceptadas:

- Cambio de los flexímetros de lectura directa por transductores de desplazamiento inductivos, con posibilidad de medición hasta 700 mm. (Fig. 7-7).

- Cambio de las células de carga bajo cada gato, por transductores de presión en cada una de las mangueras de alimentación de los mismos. La previsión se hizo con transductores aptos para una presión máxima de 5000 psi y, al comprobar las mayores presiones con las que trabaja el equipo de pretensado, se tuvieron que alquilar dos transductores de presión para 10.000 psi que se situaron a la salida de cada central. Todos los transductores, los seis de los gatos y los dos de las centrales, se acoplaron en unas "t" con un grifo, y se mantuvieron todos abiertos hasta los 350 Kp/cm^2 de presión. A partir de ahí, se cerraron los grifos de los transductores de cada gato, y sólo se mantuvieron en funcionamiento los instalados a la salida de la central.

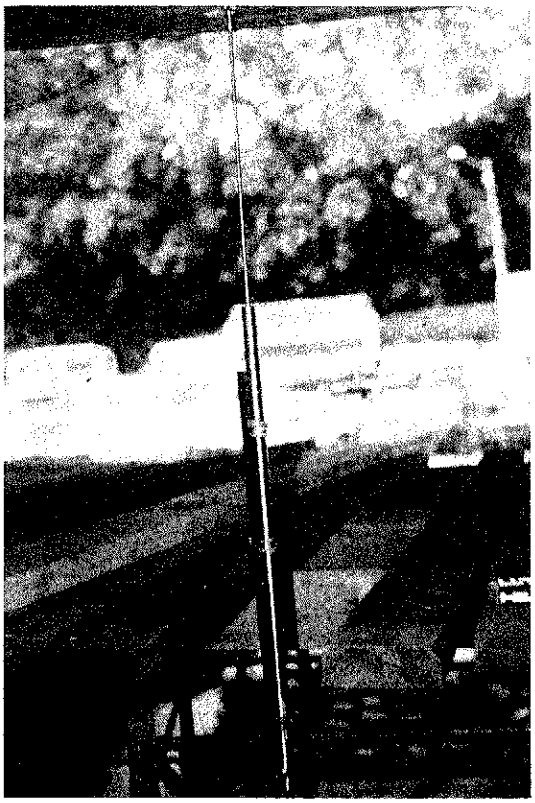


Fig. 7.7. Transductor de desplazamiento, con posibilidad de medición hasta 700 mm, empleado para la medición de flechas durante la prueba de carga hasta rotura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

7.4. Medios de carga

La carga necesaria para la realización de esta prueba se obtuvo mediante la actuación de 6 gatos hidráulicos, con carga útil de 150 t/gato, sobre dos dinteles de carga que se apoyaban sobre el tablero del viaducto en las posiciones marcadas en la figura 7-2. La fuerza de reacción de los gatos se transmitía a los anclajes al terreno que traspasaban el tablero del puente. Todo ello queda expuesto en las figuras 7-8, 7-9 y 7-10.

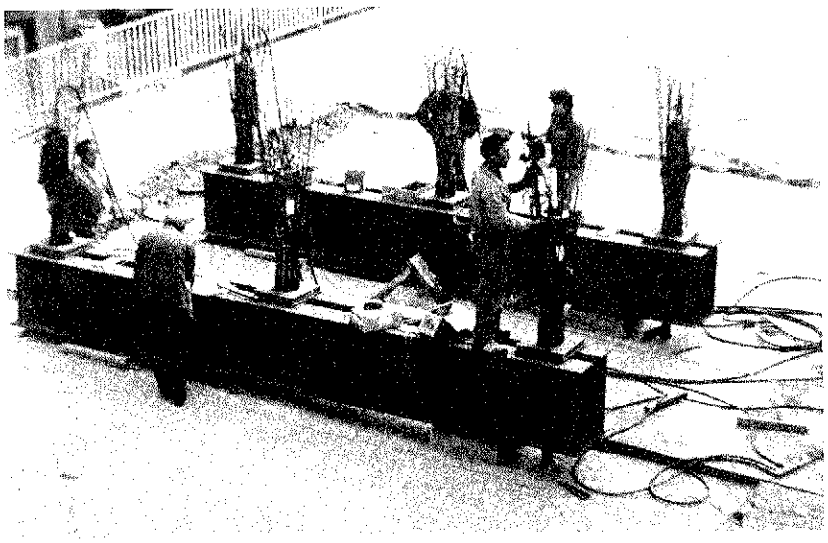


Fig. 7.8. Vista general del método empleado para cargar el tablero. Seis gatos de pretensado del sistema Freyssinet, tiraban de otros tantos anclajes al terreno (que penetraban en el tablero a través de los correspondientes taladros) mandando la reacción a unos dinteles metálicos que apoyaban sobre las almas del puente.

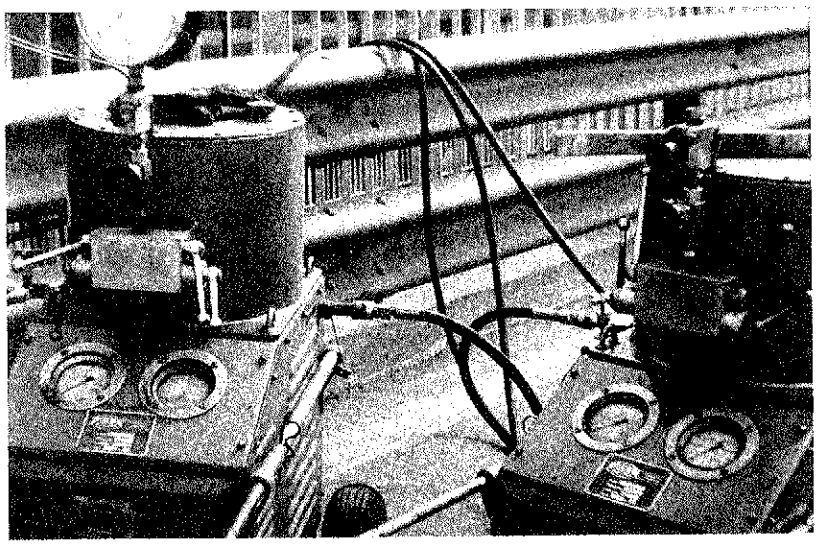


Fig. 7.9. Centrales hidráulicas empleadas para dar la presión a los gatos. Cada una de ellas se empleaba para la batería de 3 gatos existentes sobre el mismo dintel metálico. Obsérvese el manómetro patrón montado sobre la central izquierda, así como la "T" donde iba montado el transductor de presión (parte media de la foto, izquierda).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

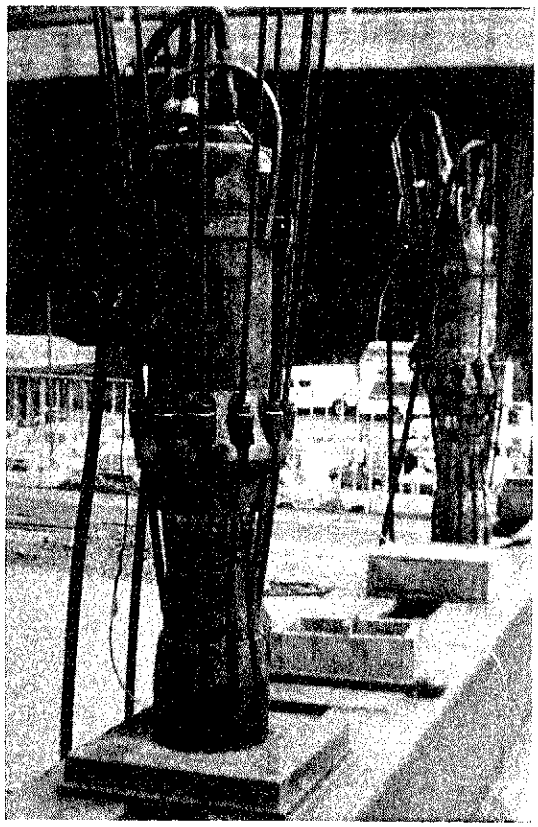


Fig. 7.10. Detalle de los gatos.

7.4.1. Gatos hidráulicos y sistemas de anclaje

Las especificaciones estipuladas fueron las siguientes: "Los gatos hidráulicos que se vayan a emplear en la presente prueba de carga tendrán las siguientes características:

- Carga útil de 150 t/gato.
- Posibilidad de anclar y tesar o destesar tantas veces como fuera necesario.

"Previamente a su utilización, los manómetros de las centrales de presión serán tarados con un manómetro patrón".

"Los tres gatos que actúan en cada uno de los dinteles estarán conectados a una misma central hidráulica. Si esto no fuera posible, los incrementos de carga especificados se alcanzarán con la siguiente secuencia de tesado: central (50 por 100), izquierdo (50 por 100), derecho (50 por 100), central (100 por 100), izquierdo (100 por 100), derecho (100 por 100). Entre paréntesis se ha indicado el tanto por ciento del incremento de carga a que debe tesarse el tendón".

"Los escalones de carga definidos deben entenderse como cargas después de anclar los tendones, por lo que si el sistema de anclaje empleado tiene algún tipo de pérdidas, éstas deben ser evaluadas aproximadamente y corregidas antes de efectuar el anclaje".

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

"Bajo cada placa de anclaje se dispondrá un dinamómetro o célula de carga para 150 t, con precisión del 215 por 100, para controlar la carga real en el tendón".

La Empresa adjudicataria contrató el pretensado con el sistema Freyssinet, cambiando, como ya hemos indicado anteriormente, las células de carga bajo cada gato por transductores de presión, pero manteniendo todas las demás especificaciones.

7.4.2. Dinteles de carga

Los dinteles de carga se situaron según lo indicado en la figura 7-2.

7.4.3. Anclajes al terreno

Los anclajes al terreno, para una carga útil de 150 t, se construyeron según las especificaciones indicadas en el Pliego (2), posicionándose según la figura 7-2.

7.5. Realización

7.5.1. Estudios teóricos y operaciones "in situ" realizados previamente a la ejecución de la prueba de carga hasta rotura

Desde el punto de vista teórico nos preocuparon tres aspectos fundamentales:

1°. Los relativos a la evaluación del estado tensional existente en la estructura al inicio de la prueba de carga, que influiría en la carga de fisuración y en la evolución de los esfuerzos hasta la rotura, aunque no en su carga última.

2°. La evaluación de la carga última de la estructura, para estudiar la viabilidad de la prueba, así como para limitarla a la que produzca un fallo por flexión.

3°. La realización de un estudio teórico con cierto detalle, previo a la operación, que permitiera ultimar algunos aspectos, al tiempo que controlar la realización de la prueba.

Desde el punto de vista experimental, debíamos de garantizar a priori que las medidas que efectuaríamos de las fuerzas actuantes, y de las reacciones en estribo E-7' y pila P-6', iban a ser fiables.

El registro de la presión en las centrales y en los gatos —y a partir de ella, de las fuerzas— lo íbamos a realizar mediante transductores de presión previamente tarados, por lo que teníamos garantizada la fiabilidad de estas medidas. Para el registro de la variación de la reacción en el estribo E-7' y en la pila P-6' debíamos de proceder a:

4°. Levantar el tablero en su extremo E-7', efectuar el pesado de la reacción y dejar apoyado este extremo del tablero sobre las células de carga que iban a registrar la variación de la reacción durante la prueba.

5°. Efectuar un tarado de la reacción en la pila P-6', aprovechando los camiones de la fase elástica de la prueba de carga y, así, poner definitivamente a punto el procedimiento para medir la reacción en esta pila mediante bandas extensométricas.

Pasaremos, a continuación, a comentar brevemente cada uno de los puntos anteriormente enunciados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

7.5.1.1. Evaluación del estado tensional existente al inicio de la prueba de carga

Este dependería:

- De la secuencia de la construcción y de la redistribución de esfuerzos en el tiempo.
- De las pérdidas de pretensado acaecidas.
- De la redistribución de esfuerzos originada por el corte de la estructura para iniciar la demolición de la parte Oeste.
- De la distribución transversal de las tensiones normales en esta sección con grandes voladizos.
- Del gradiente de temperatura existente en el momento de la realización de la prueba.

La carga de fisuración dependería de todas estas variables mencionadas y de la propia resistencia a flexotracción del hormigón de la losa inferior en la zona de centro de vano.

Con objeto de acotar las variables enunciadas, la prueba de carga se planteó de modo que se pudiera obtener información previa -o a posteriori- para poder sacar el máximo partido posible a los resultados experimentales (medición continua de la reacción en estribos, medición de la tensión del acero de pretensado, medición de la distribución de temperaturas en la sección transversal y de las curvaturas del tablero, medición de deformaciones mediante bandas extensométricas en tablero en las fases elástica y prerrotura y rotura, obtención de las resistencias reales del hormigón a tracción).

7.5.1.2. Determinación de la forma de rotura, carga máxima que habría que emplear en la prueba y flecha última.

Estudiamos la posibilidad de realizar la prueba de carga hasta rotura por torsión y flexión, lo que tuvo que ser rechazado al poder suceder que, en el caso de que el hormigón tuviera una cierta resistencia a tracción, el torsor de fisuración fuera mayor que el torsor último respuesta, corriendo el peligro de que se produjese la rotura del puente de un modo frágil, sin aviso previo.

Así pues, se planteó la prueba a rotura de modo que ocurriera por flexión, garantizando que no se alcanzaría el fallo por esfuerzo cortante.

Decidida la forma de rotura, la carga máxima que habría que emplear la dedujimos aplicando el cálculo plástico como sigue:

Bajo las hipótesis:

- fcd = fc = 410 Kp/cm²
- fyd = fy = 15.000 Kp/cm²
- Coeficiente cansancio = 0,85
- Sin consideración de la armadura pasiva.

Los momentos últimos respuesta, Mu, de las secciones críticas eran:

sobre pila (P-6') $(Mu)_{2-1}$ = 6.011 m.t.
sobre pila (P-5') $(Mu)_{2-11}$ = 4.598 m.t.
en la secc. (5'-6') $(Mu)_{(2-6)}$ = 4.766 m.t.

Y los momentos isostáticos de las acciones:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

$$M_{(g1+g2)} = 3266 \text{ m.t}$$

(momento isostático debido a peso propio y carga permanente)

$$M_{6\,gatos} = 45 \cdot Q \text{ m.t } (Q = \text{t/gato})$$

Así pues, la carga última por gato, Qu, sería:

$$45\ Q_u + 3266 - \frac{(6011 + 4598)}{2} \leqslant 4766$$

$$Q_u \text{ Flexión} = 151{,}2 \text{ t/gato.}$$

La resistencia última a esfuerzo cortante de las secciones de centro luz se estimó en alrededor de 540 t, por lo que:

$$6\ Q_{u,v} \leqslant 2 \times 540 = 1080 \text{ t.}$$

$$Q_{u,v} \leqslant 180 \text{ t.}$$

Se previeron, pues, seis anclajes al terreno, de 150 t útiles, como medio de puesta en carga de la estructura.

Para la obtención de las flechas previsibles en rotura, de cara a determinar las especificaciones para los flexímetros, recurrimos a nuestra experiencia en otros casos similares analizados teóricamente, así como a la consulta de resultados experimentales obtenidos por otros autores, prescribiendo finalmente en el Pliego de Condiciones (2), unos flexímetros para 700 mm de recorrido (flecha en rotura, fu/L = 1/50 : 1/70).

7.5.1.3. Estudio teórico más detallado, previo a la realización de la prueba

Una vez que nos fue confirmada la fecha de ejecución de la prueba de carga, realizamos el cálculo de la estructura con un modelo matemático de análisis no lineal de puentes continuos de hormigón pretensado (1), aunque empleando algunas simplificaciones. Estas fueron:

- Considerar una estructura de sólo tres vanos: El 7'-6'; 6'-5'; 5'-4', cuando la estructura cortada tenía cuatro.

  (En el último vano, 4'-3', no iba a fisurarse ninguna sección, con seguridad).

- Considerar los vanos contiguos al de ensayo con un comportamiento totalmente elástico y lineal.

- Discretizar el vano central en 11 secciones base, asimilando las secciones reales a dobles T equivalentes, para el cálculo de los momentos últimos respuesta.

- Considerar unos materiales de las siguientes propiedades:

  - fcd = fc = 410 Kp/cm²
  - fyd = fy = 15.000 Kp/cm²
  - Coeficiente de cansancio para el hormigón = 0,85

- Despreciar la existencia de la armadura pasiva.

El objetivo que estábamos persiguiendo era triple:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

1°. Obtener información del modelo teórico acerca de órdenes de magnitud más precisas en cuanto a la carga de fisuración, magnitud de la redistribución de esfuerzos y carga última previsible, lo que nos permitiría controlar la operación.

2°. Id.id, sobre el orden de magnitud de giro y flechas, de cara a verificar:

- las rotaciones en apoyos,
- el momento en que desconectar los transductores de desplazamiento

y, fundamentalmente:

3°. Estimar la evolución de las flechas, de cara a prever, con antelación, el número de veces que los gatos de pretensado debían de clavar cuñas y recuperar carrera de émbolo.

Un resumen de los principales resultados obtenidos con este primer análisis simplificado, queda recogido en las figuras 7-13 y 7-14, utilizadas durante el control de la operación.

7.5.1.4. Levantamiento del extremo del tablero situado sobre el estribo E-7(7')

Como mencionábamos anteriormente, con esta operación pretendíamos instalar las células de carga que permitieran medir las reacciones del tablero en las siguientes etapas:

i) Reacción debida al peso propio, carga permanente de superestructura y efectos hiperestáticos en el instante de levantar el puente.

ii) Oscilación del valor de la reacción debida al efecto del gradiente térmico.

iii) Variación del valor de la reacción durante la prueba de carga a rotura.

El desplazamiento ascendente, impuesto al tablero mediante gatos planos, debía tener la magnitud suficiente para que, durante la prueba de carga de rotura, el dintel no volviera a tomar contacto con los apoyos del estribo, debido al giro que experimentaría el extremo E-7', lo que se lograba con un levantamiento de 23 mm.

En la figura 7-11 se representan las curvas de presión de los gatos-desplazamiento, obtenidas durante la operación, para ambos apoyos del tablero. El valor del levantamiento del último punto, 27 mm, fue medido con cinta métrica.

De entre las incidencias registradas en la operación, así como de los posibles comentarios a los resultados de la misma, destacaremos aquí los siguientes:

- En el momento de efectuar el levantamiento existían, sobre el centro del vano 6'-7', del orden de 30 Mp de aglomerado, procedente de la zona levantada del tramo contiguo, que estaba siendo preparada para la prueba de rotura.
- Las reacciones deducidas de la figura 7-11 suman 480 Mp. La reacción a todo ancho que figuraba en la nota de cálculo del tablero era de 402 Mp, a la que debe añadirse la reacción producida por el aglomerado existente, del orden de 15 Mp. La diferencia, 480 − 417 = 53 Mp, se puede atribuir a incrementos de peso en el tablero (sobre-espesores, abombamiento de aligeramientos circulares y entrada de hormigón en ellos, mayor peso específico del hormigón) y a los efectos de gradiente térmico y redistribución de esfuerzos.
- Cuando se realizó la operación por primera vez, y a punto de bloquear mecánicamente los gatos a 400 Kp/cm², se verificó si el ordenador había registrado los datos, resultando que, por fallo humano, no había arrancado el programa de lectura, por lo que hubo de descenderse el tablero hasta sus apoyos. Al realizar la operación

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

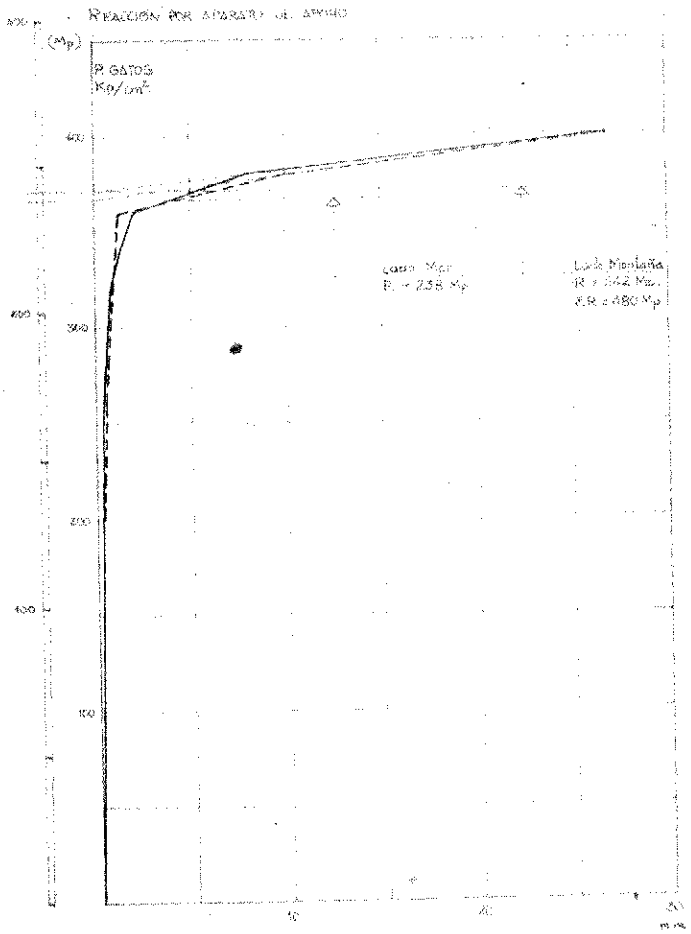


Fig. 7.11. Diagramas presión de gatos-desplazamiento, obtenidos durante el levantamiento del tablero por su extremo E-7'. La fuerte pendiente del primer tramo de cada diagrama representa la rigidez vertical del conjunto apoyo-tablero, mientras que la pendiente de los segundos tramos indica la rigidez del tablero hiperestático.

por segunda vez, comprobamos que la nueva curva presión-desplazamientos que íbamos obteniendo, coincidía plenamente con la anotada manualmente durante el intento anterior, lo que prueba un perfecto comportamiento elástico de los apoyos y del tablero.

Esta técnica parece válida para la obtención de los valores reales de la reacción de un puente construido, ya que, la falta de precisión en la medida, que implicaría una pequeña modificación en la pendiente de los segundos tramos de los diagramas, no hace variar significativamente los valores deducidos para aquélla. Sin embargo, sí es una técnica muy sensible a los errores de medición, de cara a evaluar, experimentalmente, la rigidez de la estructura frente a un desplazamiento vertical.

– No pudieron registrarse las variaciones de los valores de la reacción en el tiempo (con objeto de correlacionarlas con las mediciones de temperatura) debido a cortes de fluido eléctrico y a la existencia, durante el día, de un tráfico importante sobre el tablero de palas cargadoras y camiones, que recogían el aglomerado levantado del tramo 5'–6' para llevarlo al vertedero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

7.5.1.5. Procedimiento de medición de la reacción en la pila P-6' y tarado de la misma

El procedimiento previsto para medir la reacción en la pila P-6' requería los siguientes pasos:

- Instrumentación con bandas extensométricas, según esquema de la figura 7-4.
- Obtención experimental de curvas (σ–ϵ) del hormigón de probetas extraídas de la pila (Fig. 4-8).
- Replanteo geométrico de la sección de hormigón y consideración de la armadura pasiva.

Así pues, conociendo el valor del módulo de deformación, Ec, para el nivel de cargas correspondiente, (la pila está sometida a unas compresiones del orden 30–35 Kp/cm² a puente vacío), las deformaciones en las bandas extensométricas, y la geometría y armaduras de la sección transversal, la obtención de los esfuerzos en la sección de las bandas puede efectuarse ajustando un plano por mínimos cuadrados, a los valores de las deformaciones de las bandas medidas experimentalmente.

Si la ecuación de este plano es:

$$Ax + By + C = 0,$$

los esfuerzos sobre la sección de la pila son evidentemente:

Axil (Reacción vertical)	$N = C \cdot E_c \cdot A_h$
Momentos	$M_x = A \cdot E_c \cdot I_{hx}$
	$M_y = B \cdot E_c \cdot I_{hy}$

dónde:

C = es la deformación unitaria en el baricentro de la secicón homogeneizada de área A_h e inercias I_{hx} e I_{hy}.

A = es la curvatura de la sección en el plano vertical que contiene al eje X.

B = es la curvatura de la sección en el plano vertical que contiene al eje Y.

E_c = es el módulo de deformación del hormigón.

La precisión del sistema de medición radica, pues, en el conocimiento de E_c y de su uniformidad.

Para su determinación procedimos:

- A realizar una campaña esclerométrica y de ultrasonidos en la pila P-6' para detectar el grado de homogeneidad del hormigón, resultando éste extraordinariamente homogéneo. (IR = 58 ÷ 63).
- A la obtención de dos curvas σ–ϵ de dos probetas de hormigón, extraídas de la pila, con una prensa de 40 t.

Resultados:

(1) E_c = 450.000 Kp/cm² (fc = 514 Kp/cm²)
(2) E_c = 516.000 Kp/cm² (fc = 570 Kp/cm²)

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

– A realizar otros dos ensayos de curvas σ–ϵ de otras dos probetas, con prensa de 20 t (mayor precisión).

Resultados:

(3) E_c = 334.300 Kp/cm² (fc = 564 Kp/cm²)
(4) E_c = 364.700 Kp/cm² (fc = 618 Kp/cm²)

Ante la dispersión de resultados, optamos por realizar una prueba de tarado de la reacción en pila aprovechando los camiones dispuestos en la fase elástica, lo que nos permitió contrastar los valores de E_c obtenidos sobre probetas, con los deducidos de la respuesta real de la pila, evaluada a partir de la instrumentación.

7.5.2. Ejecución de la prueba de carga

A partir del estudio teórico descrito en 7.5.1.3., realizado bajo ciertas simplificaciones y antes de conocer los valores reales de la resistencia del hormigón del tablero y del acero de pretensado, se realizaron los gráficos de las figuras 7-12, 7-13 y 7-14, utilizados para la ultimación de detalles y control de la operación.

En la figura 7-12 se representan, junto a los momentos isostáticos originados por las acciones actuantes durante la prueba, los momentos de solicitación M_d para un nivel de carga de 150 t/gato, y los momentos últimos respuesta de las secciones del vano ensayado, calculado según las hipótesis expuestas en 7.5.3 (resistencia del hormigón del tablero fc = = 400 Kp/cm², límite de proporcionalidad del acero de pretensado, fpy = 15.000 Kp/cm²).

Remarcaremos que, en estas hipótesis y para este nivel de carga, los resultados obtenidos para Md a través de un análisis no lineal son prácticamente coincidentes con los deducidos del cálculo plástico. Así pues, y basados en estos resultados teóricos, se decidió llevar la prueba de carga en rotura hasta 150 t/gato (900 t en total) y no sobrepasar este nivel de carga.

En la figura 7-13 se representa el recorrido total del émbolo de los gatos de pretensado, obtenido como suma del alargamiento del acero de los anclajes al terreno, más la flecha del tablero del puente, más la flecha del propio dintel de carga. Como para 150 t/gato se esperaba un recorrido total de pistones del orden de 45 cm, y la propia carrera de los émbolos de los gatos era del orden de 30 cm, se planteó un procedimiento de operación donde se preveían 2 operaciones de clavado de cuñas destinadas a que los gatos recuperasen carrera.

Finalmente, destacaremos los resultados, entonces previstos, en cuanto a redistribución de esfuerzos se refiere, –una vez ocurrida la fisuración de las secciones– uno de las cuales queda recogido en la figura 7-14. Como allí queda indicado, la línea recta representa la variación de la reacción en el estribo en el caso de un comportamiento elástico y lineal de las secciones, mientras que la línea quebrada representa la variación esperada de la reacción considerando el comportamiento real del hormigón pretensado (fisuración de las secciones cuando se alcanza el estado límite de formación de fisuras, comportamiento no lineal del hormigón y del acero en estados avanzados de carga).

Con esta información previamente elaborada, se inició la prueba de carga hasta rotura, tras una verificación extensiva de toda la instrumentación y de los medios de carga.

En las figuras 7-15, 7-16 y 7-17 se recogen algunos instantes de esta operación, iniciada hacia las 11,30 h de la mañana del 25 de mayo de 1985 y finalizada a las 10 h de la noche del mismo día.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

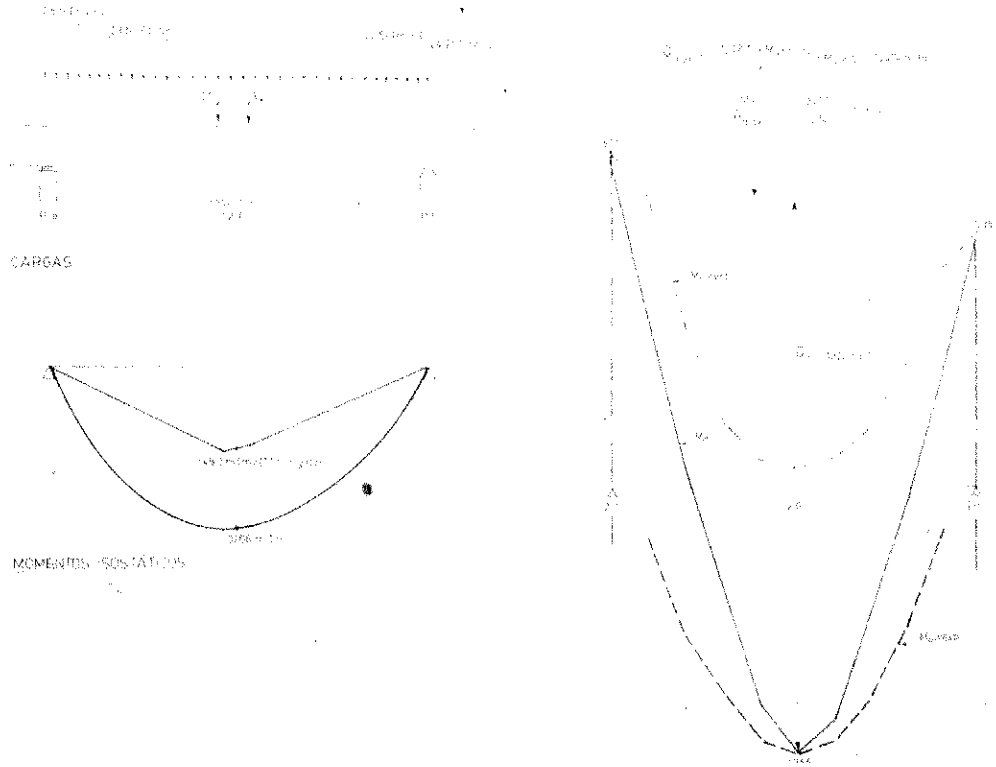


Fig. 7.12. Acciones, solicitaciones y respuesta a flexión prevista para el tramo ensayado. Las cargas distribuidas representan el peso propio y la carga permanente de superestructura. A la derecha, se dibujan los momentos últimos respuesta previstos (con fcd = 410 kp/cm^2 y fpy = 15000 kp/cm^2), junto a los de solicitación, Md = M peso propio + Mc permanente + M (gatos, 6Q = 900 t). Puede notarse cómo, en estas hipótesis, el resultado del A.N.L. coincide, prácticamente, con el del cálculo plástico. Así pues, se llegó a una carga de prueba del orden del 99 % de la rotura teórica con las resistencias de los materiales arriba indicadas.

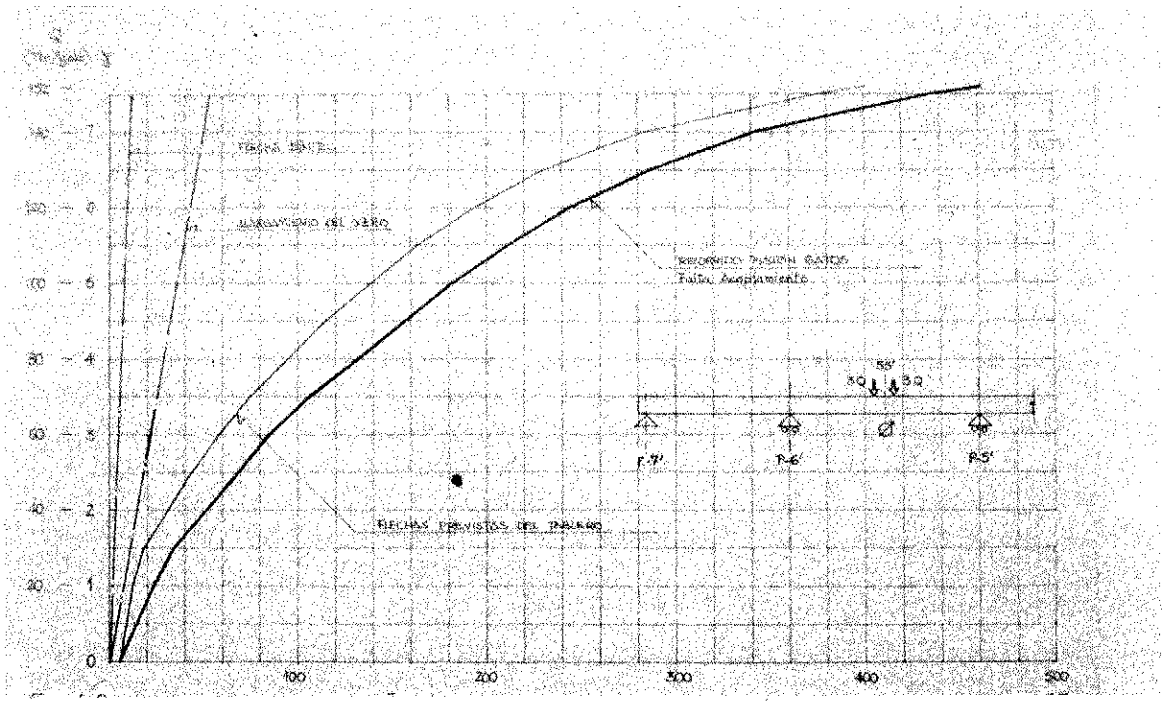


Fig. 7.13. Resultados teóricos previstos por el primer análisis simplificado para la flecha en la sección 55' durante la prueba de carga. El recorrido de los pistones de los gatos de pretensado es la suma de la flecha del tablero, del alargamiento del acero de los anclajes al terreno y de la propia flecha del dintel de carga, y era necesaria su evaluación de cara a prever las operaciones de clavado de cuñas para recuperar carrera de émbolo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

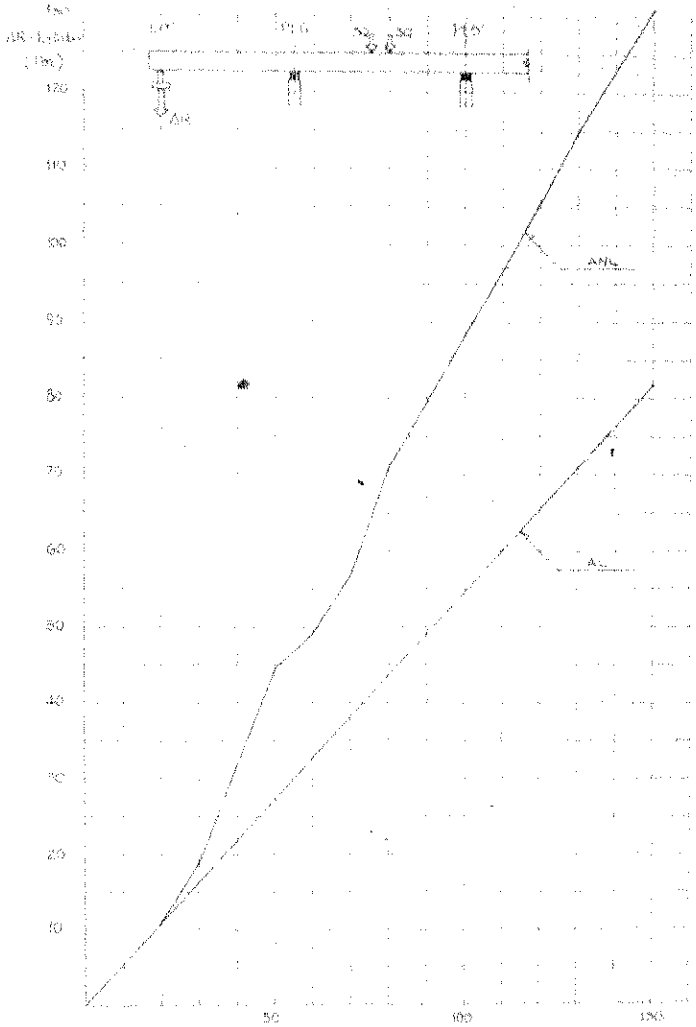


Fig. 7.14. Resultados teóricos previstos por el primer análisis simplificado para la redistribución de esfuerzos. El gráfico representa la disminución de la reacción en el estribo E-7′ ($\Delta R = \Delta M$ apoyo/luz), según las hipótesis de análisis lineal y no lineal.

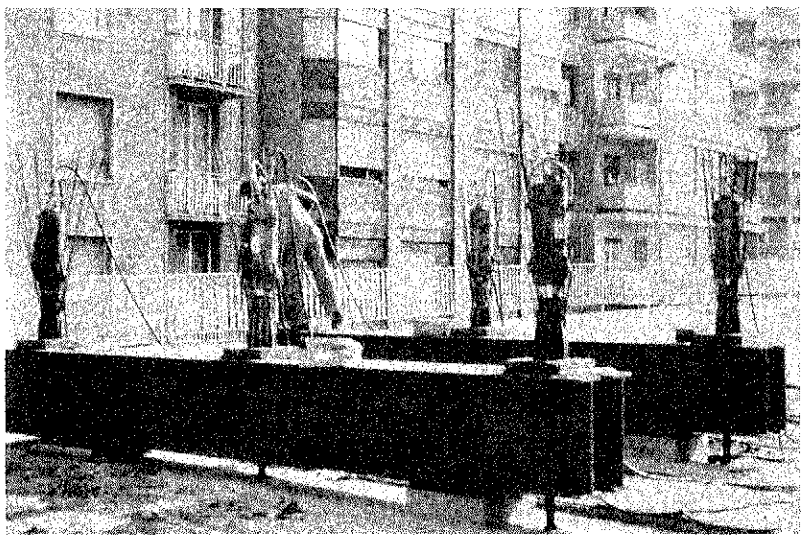


Fig. 7.15. Otra vista del sistema de carga

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

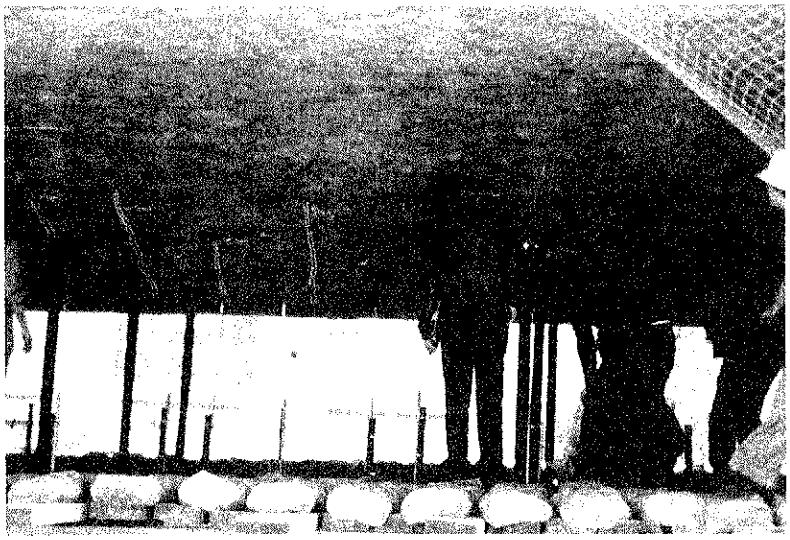


Fig. 7.16. Replanteo de fisuras durante la prueba.

Fig. 7.17. El quiebro existente en la barandilla, da una idea gráfica de las flechas alcanzadas.

Fig.7.18. Plataforma de madera, con sacos de arena, destinada a amortiguar una eventual rotura brusca por un motivo no detectado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Como puede verse en la figura 7-18, bajo el vano ensayado y los contiguos, se había dispuesto una cimbra con una plataforma de madera, sobre la que se dispusieron sacos de arena, cuyo objeto era amortiguar una eventual rotura brusca del puente por un motivo no detectado, así como constituir una base de apoyo próxima al dintel para poder marcar la evolución de la fisuración del mismo.

Destacaremos que la prueba se llevó hasta las 150 t/gato previstas, midiendo, sistemáticamente, unas flechas muy inferiores a las esperadas. Por ello, el procedimiento previsto se modificó sobre la marcha, realizándose el que seguidamente se expone, dónde no se efectuaron más operaciones de clavado de cuñas que las necesarias para realizar un pequeño descanso y desmontar la instrumentación que podía dañarse en la parte final del ensayo.

PRUEBA DE ROTURA

Gatos utilizados: 6 gatos Freyssinet para 12t13- Area pistón = 300 cm^2.

Procedimiento realizado

1. Verificación medios de carga.
2. Verificación instrumentación.
3. Equilibrado de canales (lectura 1).
4. Comienzo operación.

Presión centrales Freyssinet (bars)	*Lecturas*
– Subida a 60 bar:	lecturas 2 y 3
– Subida a 80 bar:	lecturas 4 y 5
– Subida a 100 bar:	lecturas 6 y 7
– Subida a 120 bar:	lecturas 8, 9 y 10
– Subida a 140 bar:	lecturas 11, 12 y 13
– Subida a 160 bar:	lecturas 14, 15 y 16
– Subida a 180 bar:	lecturas 17 y 18
– Subida a 200 bar:	lecturas 19 y 20
– Subida a 220 bar:	lecturas 21 y 22
– Subida a 240 bar:	lecturas 23 y 24
– Descenso a 180 bar para cerrar fisuras:	lectura 25
– Subida a 230 bar:	lectura 26
– Subida a 240 bar:	lecturas 27 y 28
– Subida a 300 bar:	lecturas 29 y 30
– Se clavan cuñas en los 2 dinteles de carga y se quita la presión:	lecturas 31, 32 y 33
– Subida a 300 bar:	lecturas 34
– Subida a 320 bar:	lectura 35
– Se reajustan transductores de los canales 38 a 47:	lecturas 36 y 37
– Subida a 340 bar:	lecturas 38 y 39
– Subida a 360 bar:	lectura 40
Se cierra la llave de paso de presión de aceite a los transductores de los canales 27 a 32:	lectura 41
– Subida a 380 bar:	lectura 42
– Se desconecta transductor del canal 43:	lectura 43
– Subida a 400 bar:	lectura 44
– Se desconecta transductor del canal 40:	lectura 45
– Subida a 420 bar:	lectura 46
– Se desconectan transductores de los canales 42 a 47:	lectura 47
Subida a 440 bar:	lecturas 48 y 49

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

– Subida a 440 bar:	
– Se clavan cuñas en los gatos y se desmontan los curvímetros.	
– Subida a 460 bar:	lectura 50 y 51
- Subida a 480 bar:	lecturas 52 y 53
Subida a 500 bar:	lecturas 54 y 55
– Subida a 520 bar:	lecturas 56 y 57. Se aprecian algunas galgas extensométricas con el indicador electrónico saturado debido, posiblemente, a fisuras del hormigón.

7.6. Resultados

La casi totalidad de los resultados experimentales obtenidos en esta fase de la prueba de carga hasta rotura, fueron grabados, al igual que los de las restantes pruebas, en discos flexibles, estimándose un total del orden de 4,8 M datos, y han sido posteriormente vertidos en una cinta magnética para procesarlos en el ordenador de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de la U.P.C., un DIGITAL, modelo VAX 750. Los únicos apuntes manuales efectuados fueron los relativos a temperatura ambiente y curvímetros, a lo largo de toda la prueba, así como flechas de la sección central del tramo ensayado, en los últimos escalones de carga de la prueba de rotura.

Recordemos aquí que, en esta prueba de carga hasta rotura, la instrumentación utilizada para medir diversos parámetros fue, como ya indicamos en 7.3, la siguiente.

a) Transductores de presión instalados en los gatos.

b) Transductores de presión instalados en las centrales de presión.

c) Células de carga instaladas en apoyos E-7'.

d) Bandas extensométricas de pila.

e) Bandas extensométricas de tablero (sección 55').

f) Transductores de desplazamiento en vano 5'-6'.

g) Temperatura ambiente.

h) Temperatura en algunos termómetros.

i) Curvaturas.

Posteriormente a la realización de la prueba de carga hasta rotura, hemos realizado un estudio teórico bastante completo sobre la simulación teórica del ensayo (5), utilizando para ello modelos de análisis no lineal de puentes de hormigón armado y pretensado (1), empleando los valores de las propiedades de los materiales obtenidos en la campaña experimental aquí descrita en los apartados 4 y 8. Tras hacer un resumen de las hipótesis utilizadas en el trabajo teórico, recogemos los resultados de esta simulación junto con los experimentales, al objeto de que el contraste entre ambos pueda efectuarse de una manera cómoda.

Para el tratamiento de la enorme cantidad de información registrada, hemos hecho

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

un programa de computador que permite, tras acceder a la información seleccionada, visualizarla en pantalla gráfica, trabajar sobre ella eligiendo los resultados más significativos, comprobar la fiabilidad y el orden de magnitud de los mismos, y acotar los datos de interés, para, posteriormente, pedir una salida gráfica por plotter o tratar numéricamente la información previamente seleccionada.

Así pues, organizaremos este apartado de la siguiente manera:

– Expondremos resumidamente las líneas generales de estudio realizado para obtener los resultados teóricos.

  Expondremos, a continuación, algunos ejemplos de la metodología seguida para tratar la información registrada en esta prueba de carga.

  Pasaremos, finalmente, a presentar conjuntamente los resultados teóricos y experimentales obtenidos.

7.6.1. Bases utilizadas en el estudio de simulación teórica del ensayo

Como indicamos anteriormente, finalizadas todas las fases de la prueba de carga, realizamos el análisis no lineal de la estructura ensayada completa, es decir, incluyendo el cuarto vano entre pilas 4' y 5', y modelizándola del modo lo más exacto posible en cuanto a geometría, propiedades de los materiales y determinación del estado tensional inicial.

Las bases detalladas sobre las que se ha realizado el análisis han sido las siguientes:

1. DATOS GEOMETRICOS

g-1 Consideración de la estructura real ensayada, es decir, viga continua de hormigón pretensado de luces 33 + 33,40 + 33,40 + 45,70 m.

g-2 Consideración de la geometría variable de las secciones transversales del tablero, utilizando para ello los planos de encofrado del proyecto del viaducto. Y ésto, tanto para la determinación de las características mecánicas en fase elástica y lineal (A, I, v, v') de cada sección, como para la obtención de los diagramas M-C, (momento - curvatura), deducidos, para cada sección, dividiéndola en 20 trapecios horizontales.

2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

m-1 Hormigón: se han considerado las siguientes características:

- $fck = 524\ Mp/cm^2$ (promedio de dos probetas en la losa superior del tablero, vano 5'-6')
- $fct = 37\ Kp/cm^2$ (id, id, en la losa inferior, del mismo vano).
- $\epsilon_{cm} = 0{,}0030$ (Def. máx. del hormigón en flexocomprensión).
- $\epsilon_{c1} = 0{,}0020$ (id, id, en comprensión centrada).
- $K = 0{,}85$ (Coeficiente de cansancio).
- $\epsilon_{ct} = (37/21000) \cdot 524$ (Def. de rotura del hormigón a tracción).
- Ley Constitutiva ($\sigma - \epsilon$): la descrita en el código modelo para estructuras de hormigón, con k = 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

m-2 Acero de pretensado:

- fymáx = 16790 Kp/cm² (fy, media obtenida del ensayo descrito en (8.3)).
- E_p = 2.100.000 Kp/cm² (id, id).
- Ley constitutiva ($\sigma - \epsilon$): Acero estirado en frío (EP-80, artículo 34.2).
- σ_{pn} = 9.500 Kp/cm² (tensión media de neutralización).
- Posición del acero duro: considerados todos los niveles existentes en planos, a la cota correspondiente.

m-3 Acero de armar:

- fymax = 4680 Kp/cm² (fymín, detectada en control de ejecución).
- E_s = 2.100.000 Kp/cm²
- Consideración de toda la armadura pasiva dispuesta en planos en las caras superior e inferior del tablero (2 niveles).

3. ESTADO TENSIONAL INICIAL AL COMIENZO DE LA PRUEBA

t-1 Consideración de los esfuerzos exteriores existentes al comienzo de la prueba de carga debidos a las acciones:

– Peso propio y carga permanente.

– Momentos hiperestáticos de pretensado y de redistribución de esfuerzos por fluencia.

Redistribución elástica de esfuerzos originada por el corte de la estructura al comienzo de la operación de demolición.

– Esfuerzos originados por el levantamiento del apoyo E–7'.

t-2 Obtención del estado tenso-deformacional real de las secciones, incluyendo, además de los esfuerzos generados por las acciones anteriormente mencionadas, las tensiones originadas por el efecto isostático del pretensado.

t-3 Modificación de las condiciones de compatibilidad de giros sobre pilas mediante la introducción de asientos diferenciales ficticios, evaluados a partir del estado tensional real, existente en la estructura, fuertemente evolutiva por el procedimiento de construcción y corte comentado.

Con estas hipótesis fundamentales, el ensayo hasta rotura de la estructura fue simulado mediante un programa de análisis no lineal de estructuras de hormigón, (1), obteniendo los resultados teóricos que más adelante se exponen.

7.6.2. Metodología seguida para el análisis y tratamiento de la información experimental

Dado el gran volumen de datos grabados en cinta magnética, estimamos conveniente la aplicación de las técnicas gráficas normalmente empleadas en la metodología del Diseño Asistido por Ordenador, de cara a visualizar y seleccionar la información antes de su posterior tratamiento numérico.

Así pues, nos planteamos un programa para el tratamiento gráfico de la información que debía cumplir los siguientes objetivos:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

1. Cargar del disco los datos experimentales correspondientes a la fase de la prueba de carga que queríamos estudiar.
2. Transformar esos datos experimentales en las magnitudes adecuadas, mediante la aplicación de las distintas constantes físicas de los aparatos de instrumentación empleados en la prueba.
3. Visualizar en pantalla la evolución de las distintas magnitudes durante la prueba, bien de forma independiente, una a una, o bien contrastando unas con otras.
4. Posibilitar la identificación mediante un puntero, desplazable a voluntad, de cualquier punto o zona de interés de los gráficos, informando del valor numérico de la magnitud seleccionada.
5. Debía tener un ajuste automático de escalas así como la posibilidad de realizar una ampliación (Zoom) de las zonas definidas por el usuario.
6. Debería tener la posibilidad de registrar la información de un modo permanente, bien sobre soporte fotográfico, o sobre papel, eligiendo entre la impresora gráfica a color (hard copy) o el trazador (plotter).

El equipo utilizado para ello ha sido, además del ordenador digital, modelo VAX-750, ya mencionado, una pantalla gráfica de color Tektronic modelo 4107, con 4096 x 4096 puntos de direccionamiento, una impresora de color Tektronic 4695 y un plotter BENSON 1213, todos ellos pertenecientes al Centro de Cálculo de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos.

Este programa ha sido utilizado, fundamentalmente, en las tres fases más importantes de la prueba de carga, la fase dinámica, la estática y la de rotura; y, en las siguientes figuras 7-19, 7-20, 7-21, 7-22 y 7-23 damos algunos ejemplos del tratamiento realizado con la información registrada relativa a la prueba hasta rotura.

7.6.3. Resultados experimentales y contraste con los resultados teóricos

En las figuras 7-24 a 7-35, que siguen a continuación, se recoge un resumen de los principales resultados teóricos y experimentales obtenidos, que pasaremos a comentar seguidamente.

Respecto a la redistribución de esfuerzos que ocurre tras la fisuración de las secciones, la figura 7-24, que representa la evolución teórica de los momentos flectores en las secciones críticas con el incremento de la carga, nos va a valer para interpretar la respuesta estructural. En efecto, representando en abscisas el valor de la carga por gato, Q, variable durante la prueba, y en ordenadas el valor absoluto de los momentos flectores de las secciones allí representadas, la respuesta estructural es elástica y lineal antes de la fisuración, aumentando los momentos linealmente con el incremento de la carga en los gatos. Con este sistema de ejes, observamos que, para Q = 0, es decir, antes de comenzar a cargar la estructura, los momentos flectores exteriores, debidos a las cargas actuantes y a las reacciones de apoyo, soportados por las distintas secciones, ya con su signo, son los siguientes:

$$M_{2-1} = -1347 \text{ m.t.}$$

$$M_{2-6} = 2310 \text{ m.t.}$$

$$M_{2-11} = -562 \text{ m.t.}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

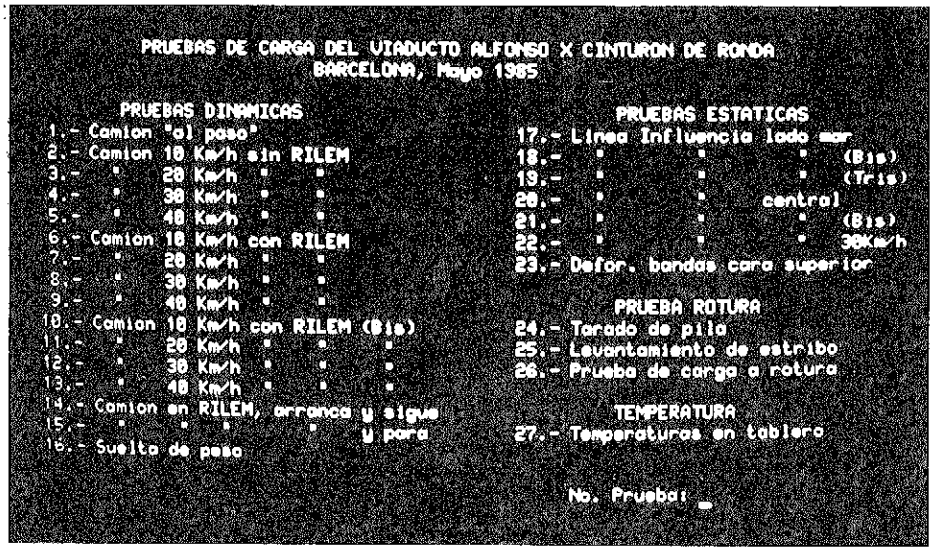


Fig. 7.19. Menú del programa realizado para el tratamiento de la información registrada en cinta magnética. Los datos se habían pasado previamente a disco duro y al seleccionar la fase de la prueba que se va a estudiar, el programa carga los datos en la memoria central.

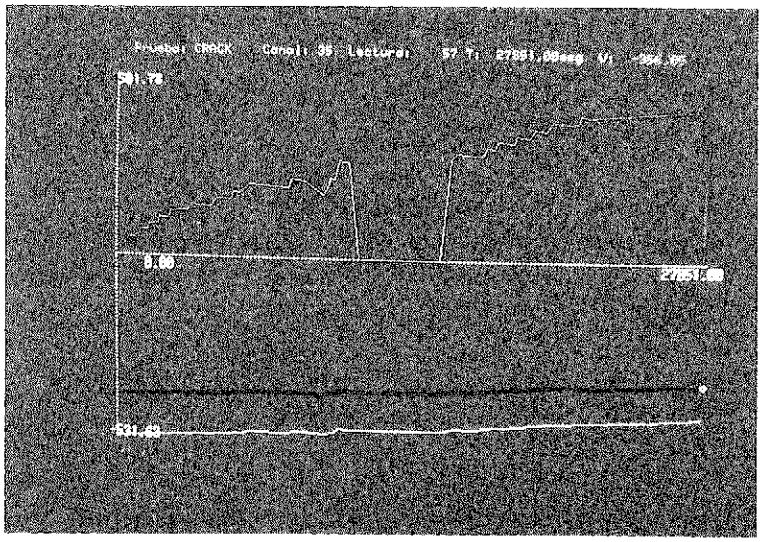


Fig. 7.20. Representación gráfica de la presión en una de las centrales durante la prueba de carga -línea superior- y reacciones en las células de carga instaladas en el estribo E-7' (las dos líneas inferiores). Las abscisas son segundos, mientras que las ordenadas representan la magnitud correspondiente, presiones o fuerzas, según donde esté el puntero (rombo en la parte derecha de la figura). La zona de presión cero, hacia el centro, corresponde al descanso efectuado, durante el que se quitó la presión a los gatos de pretensado después de clavar cuñas en los anclajes.

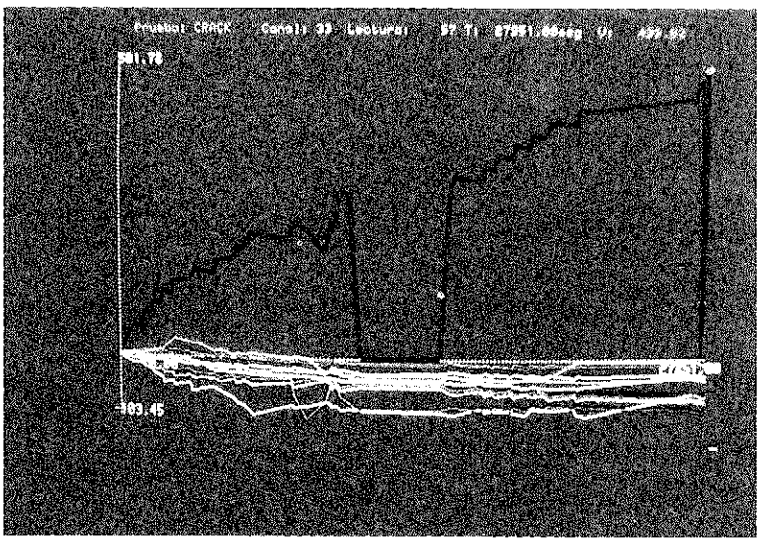


Fig. 7.21. Representación gráfica de la presión de aceite de una de las centrales durante la prueba de carga (línea superior) y deformaciones de las bandas extensométricas situadas en la pila P-6' (conjunto de líneas inferiores).
Tras verificar los resultados para algunos casos y despreciar los de aspecto poco fiable, un programa numérico evaluaba, a partir de las deformaciones de las bandas extensométricas, el incremento de la reacción en pila para cada escalón de presión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

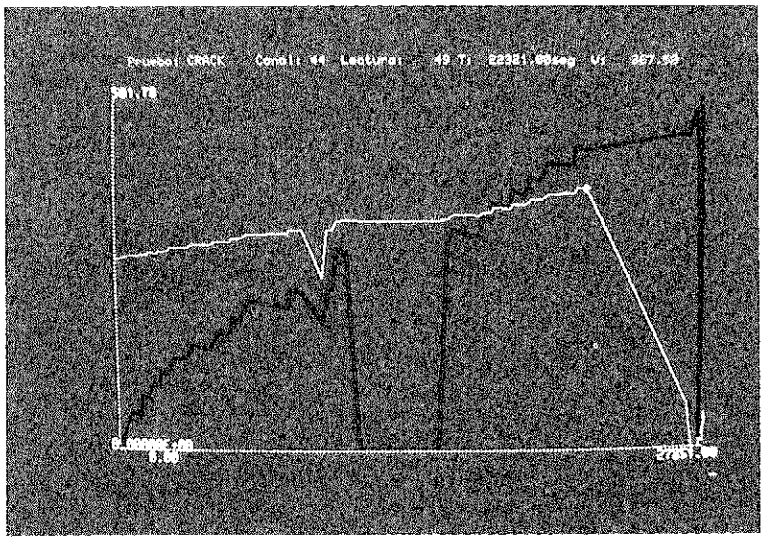


Fig. 7.22. Representación gráfica de la presión de aceite de una de las centrales durante la prueba de carga a rotura, junto con las flechas del transductor situado en la sección central. Puede observarse cómo este transductor se desmontó antes de finalizar la prueba para evitar que sufriera daños la instrumentación.

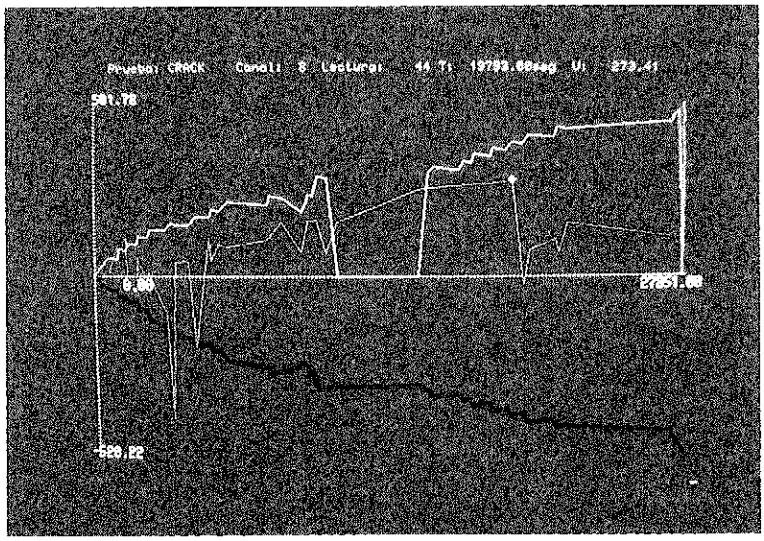


Fig. 7.23. Representación gráfica de la presión de aceite de una de las centrales durante la prueba de carga a rotura (línea superior) junto con la deformación del hormigón situado sobre el alma de la sección central del tramo ensayado (línea más inferior). Puede observarse también cómo la evolución de las deformaciones en otra de las bandas del tablero (línea intermedia) presenta una trayectoria poco fiable. Esta banda se identifica en la pantalla mediante el puntero y se prescinde de ella en el programa numérico de tratamiento de resultados.

Cuando la carga de la prueba alcanza en cada gato las 34 t, se produce la fisuración de la sección centro luz del vano ensayado, (2-6) y, al perder esta rigidez, la "llamada" de momentos flectores a las secciones de apoyo es muy importante, creciendo el valor de los momentos en estas secciones mucho más rápidamente con la carga que como podría deducirse del cálculo elástico (Comparar las líneas quebradas M(2-1) y M(2-11) de la figura 7-24 con las líneas rectas M_E(2-1) y M_E(2-11) que representan el comportamiento elástico). Por equilibrio, resulta pues, que el aumento con la carga del momento flector real en la sección central (2-6) es menos pronunciado que el vaticinado por el cálculo elástico. Este efecto, que en la estructura ensayada se mantiene durante todo el proceso de carga, a pesar de la fisuración de las secciones de apoyo entre 75 y 85 t/gato, y que se denomina redistribución de esfuerzos ascendente, aumenta la capacidad de carga última de la estructura, como puede verse en el gráfico que comentamos. En efecto, el análisis elástico y lineal convencional nos diría que la rotura teórica por flexión de la sección central habría ocurrido para, aproximadamente, una carga por gato Q = 127 t, mientras que la carga de rotura teórica deducida del análisis no lineal nos indica una capacidad de resistencia hasta Q = = 191 t. En la prueba de carga real se alcanzó sólo las 150 t por gato, ya que, en el instante de su realización, desconocíamos la resistencia real del acero de pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

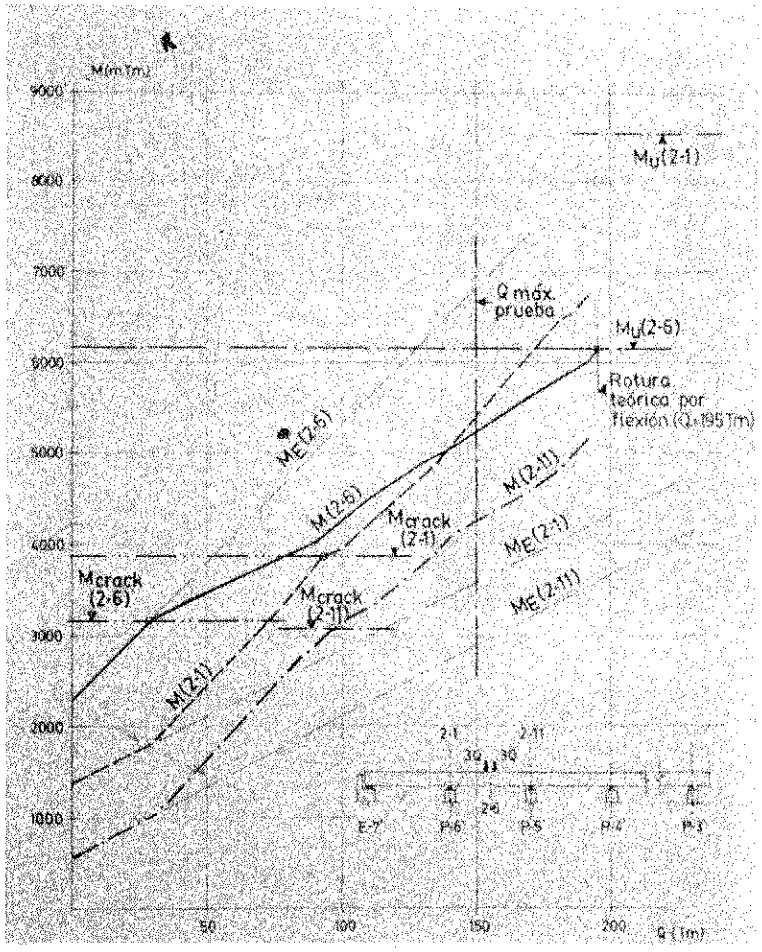


Fig. 7.24. Prueba de carga hasta rotura. Evolución teórica de los momentos flectores en las secciones críticas (en valor absoluto), con el incremento de la carga (resultados del análisis teórico definitivo).

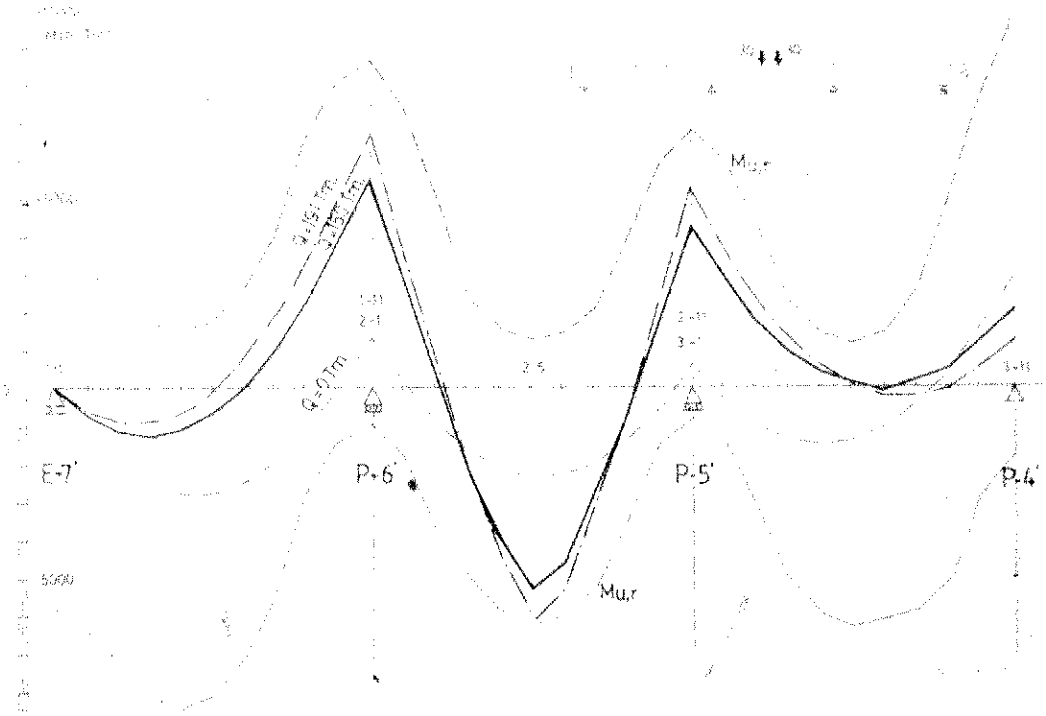


Fig. 7.25. Momentos últimos respuesta de las distintas secciones y evolución en la estructura conforme se incrementan las cargas de prueba. Puede observarse cómo la rotura teórica por flexión se habría alcanzado para una carga por gato Q = 191 t, para la cual, el momento de solicitación en la sección central del vano de prueba hubiese alcanzado el valor del momento último respuesta (resultados del análisis teórico definitivo).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Como puede verse en el punto 8 de este trabajo, el límite elástico del acero de pretensado realmente colocado en obra resultó ser casi 2.000 Kp/cm² superior al mínimo prescrito en el proyecto, y este hecho incrementó notablemente la resistencia a flexión de la estructura, con los márgenes que pueden apreciarse en la figura 7-25.

Experimentalmente, no podemos medir momentos flectores, pero sí deducirlos de los valores de las cargas exteriores y de las reacciones de apoyo.

Es claro que el incremento de momento flector producido en la sección situada sobre la pila P-6', por las cargas de prueba, origina una reacción de tiro ascendente sobre los apoyos del estribo E-7', de valor $\Delta M/Luz$, reacción de tiro que descomprime las células de carga allí dispuestas. En la figura 7-26 se representa la variación de esta reacción de tiro con el incremento de las cargas de prueba, para los tres casos siguientes: Comportamiento elástico y lineal (línea recta AL), línea quebrada discontinua que une los puntos obtenidos en el ensayo, y línea quebrada continua que representa la respuesta simulada según el análisis no lineal efectuado.

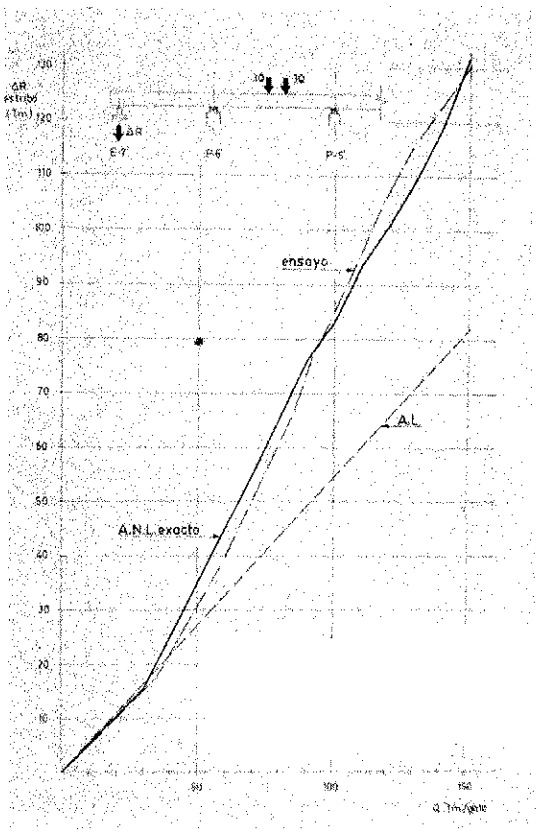


Fig. 7.26. Redistribución de esfuerzos en la prueba de carga hasta rotura. Contraste entre resultados teóricos y experimentales de la variación de la reacción en el estribo E-7'.

Destacaremos de esta figura dos aspectos:

I. La redistribución importante de esfuerzos detectada experimentalmente, que se produce a partir de la fisuración de las secciones y que, para el máximo nivel de cargas alcanzado en la prueba, representa una relación entre la variación de las reacciones experimental y la deducida de un cálculo lineal, de valor 130/82 = = 1.585, muy elevada.

II. La precisión con la que nuestros modelos teóricos de análisis no lineal de puentes pretensados pueden predecir el comportamiento de estructuras reales, incluso en niveles avanzados de carga, a condición de conocer previamente las propiedades reales de los materiales realmente puestos en obra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Un gráfico análogo al anterior se recoge en la figura 7-27, donde se representa la variación de la reacción de la pila P-6' con le incremento de las cargas de prueba en los siguientes casos: respuesta elástica y lineal, (línea recta discontinua), medición experimental a partir de bandas extensométricas empleando la metodología expuesta en 7.5.5, y ésto, despreciando, o teniendo en cuenta, las bandas de compensación por temperatura (líneas quebradas con la designación "experimental"); y, por último los resultados teóricos del análisis no lineal.

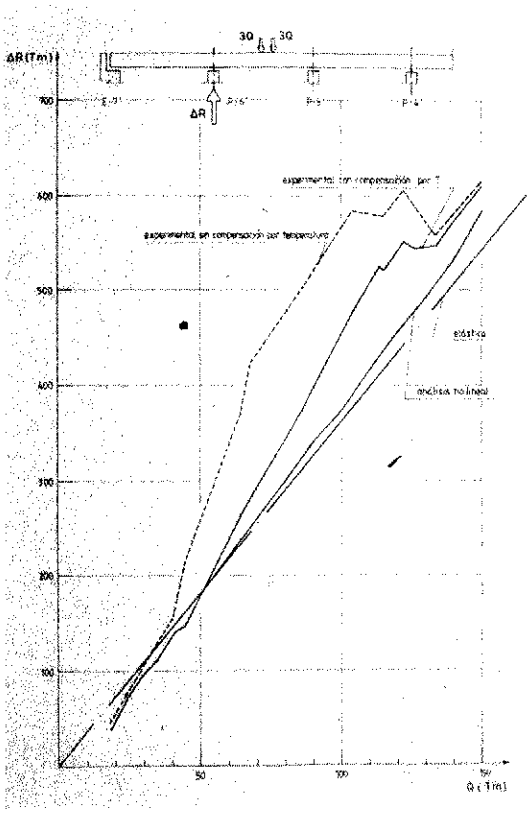


Fig. 7.27. Redistribución de esfuerzos en la prueba de carga hasta rotura. Contraste entre resultados teóricos y experimentales de la variación de la reacción en la pila P-6'.

Comentaremos de estos resultados lo siguiente:

I. Experimentalmente, se acusa la redistribución de esfuerzos que hace que el incremento de la reacción en la pila con la carga de prueba, (incremento que es suma de la componente isostática de la carga, y de los cortantes hiperestáticos que aparecen originados por los momentos flectores) sea más importante que lo deducible de un análisis elástico y lineal.

II. Pensamos que estos resultados "experimentales" pueden estar afectados de dos errores: Uno, proveniente de la disposición de las bandas de compensación por temperatura y que más adelante comentaremos, y otro, de la práctica imposibilidad de conocer el verdadero módulo de deformación del hormigón de la pila. Como vimos en los apartados 4.2 y 7.5.5, los resultados obtenidos para E_c en los 4 ensayos realizados sobre probetas testigo varían apreciablemente, y el valor obtenido en la prueba de tarado de pila fue de 357.000 Kp/cm², valor utilizado para la deducción de las curvas experimentales expuestas en la figura 7-27. Así pues, a pesar del bajo nivel de solicitación a la que estaba sometida la pila (25

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Kp/cm² de comprensión media con el puente en vacío, que subieron a unos 41 Kp/cm² con la carga máxima de prueba) y de tratarse de un hormigón viejo, esta técnica de medir reacciones proporciona sólo resultados orientativos, con una precisión limitada.

(Si aceptamos los resultados del análisis no lineal como "exactos", dada la concordancia entre resultados teóricos y experimentales que se aprecia en las figuras 7-26 y 7-30, este sistema de medición de reacciones proporciona errores del orden del 19 por 100).

Con respecto a las deformaciones del hormigón en la cara superior del tablero durante la prueba de carga en rotura, la figura 7-28 recoge las deformaciones medidas en las siete bandas extensométricas allí representadas, junto con las teóricamente deducidas, en hipótesis de comportamiento como viga, para dos valores del coeficiente de cansancio, K, K = 0,85 y K = 1, y ello para el máximo de nivel de carga alcanzado durante la prueba, Q = 150 t/gato.

En la figura 7-29 se representa la evolución teórica y experimental de la deformación en la banda extensométrica numerada como 5, con el incremento de la carga de prueba.

Como principales conclusiones de estas dos figuras 7-28 y 7-29 resaltaremos.

I. Una distribución relativamente uniforme de las deformaciones del hormigón comprimido, para el máximo nivel de solicitación alcanzado, con una contribución resistente importante de los voladizos y del forjado central superior.

II. La evolución con el incremento de las cargas de la deformación teórica máxima del hormigón, obtenida según la teoría de la viga, está comprendida dentro de la

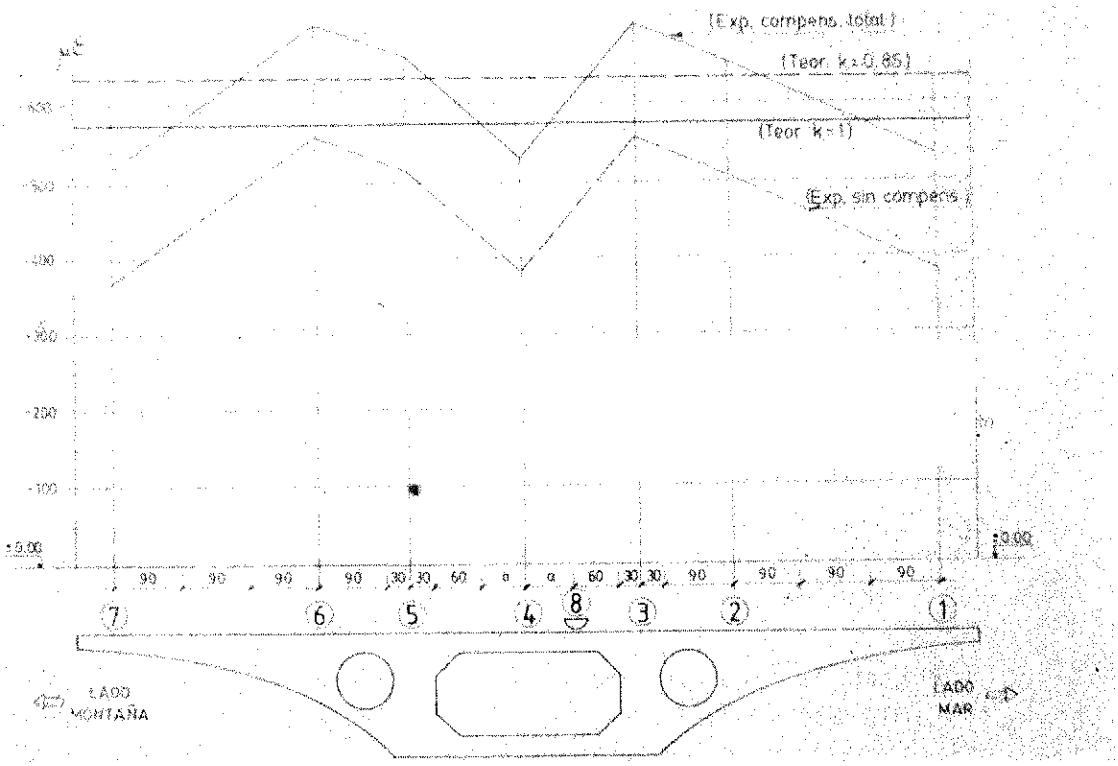


Fig. 7.28. Prueba de carga hasta rotura. Deformaciones teóricas y experimentales del hormigón en la cara superior de la sección central del vano ensayado, para el máximo nivel de cargas alcanzado en la prueba (6Q = 900 t).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

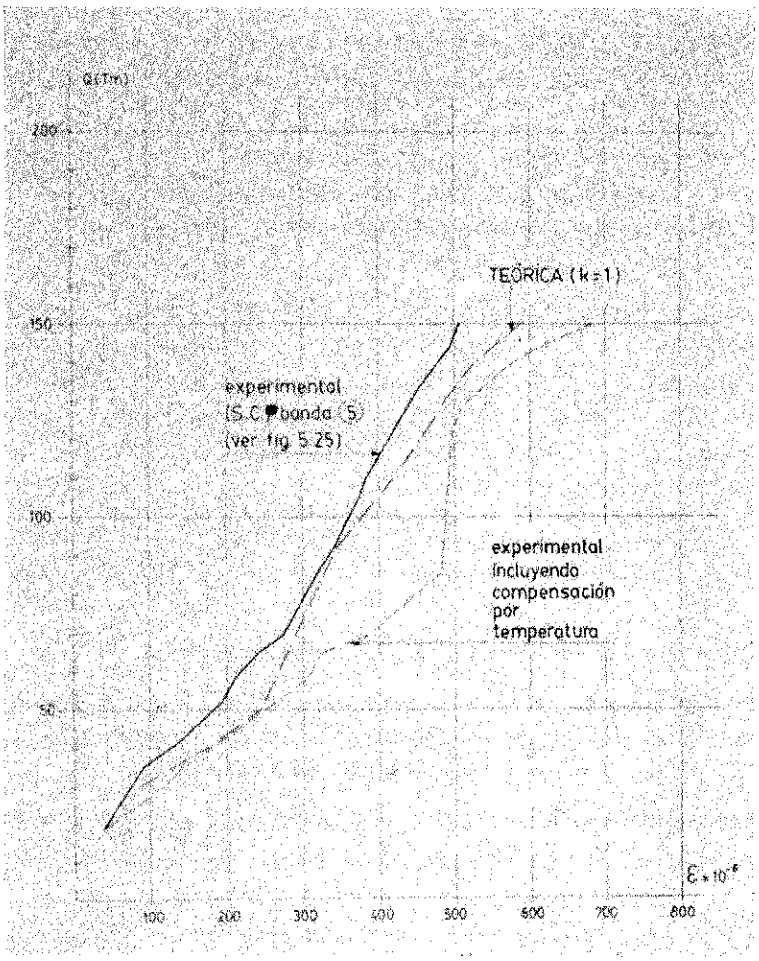


Fig. 7.29. Prueba de carga hasta rotura. Evolución teórica y experimental de la deformación del hormigón de la fibra superior situada sobre un alma, conforme se incrementan las cargas.

banda formada por los resultados experimentales obtenidos según se tenga en cuenta, o no, la totalidad de la compensación de la deformación de las bandas debida a la variación de temperatura durante el ensayo.

Nuestra opinión es que las bandas de compensación han registrado valores no adecuados, al haberlas dispuesto sobre semicilindros de muy poca masa y, por consiguiente, inercia térmica muy distinta a la del tablero. Esto ha hecho que estas bandas de compensación hayan registrado valores de deformaciones más próximas a las debidas a la temperatura ambiental, cuando deberían haber registrado, para que realmente hubieran podido utilizarse como compensación, las variaciones de deformación originadas por los cambios de temperatura en el hormigón del tablero, elemento con mucha mayor inercia térmica.

IV. Teniendo en cuenta el anterior comentario, los resultados teóricos y experimentales de la banda (5) resultarían mucho más próximos entre sí, lo que nos hace pensar que la ley tensión deformación adoptada en el modelo teórico, (véase 7.1), es adecuada.

Referente a las flechas obtenidas en la sección central del vano ensayado, se recogen en la figura 7-30 los resultados teóricos y experimentales, que presentan una concordancia magnífica. Es de destacar la diferencia tan importante en flechas, que se han obtenido en los dos estudios teóricos realizados (comparar figuras 7-13 y 7-30), según se hayan utilizado unos valores u otros para los parámetros relativos a las propiedades de los materiales, así como diversas hipótesis simplificatorias en el

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

primero de los análisis. Sólo hemos conseguido un resultado teórico para las flechas, acorde con la realidad, cuando hemos podido introducir en nuestro modelo los valores reales de los parámetros de los materiales y no hemos efectuado simplificación alguna.

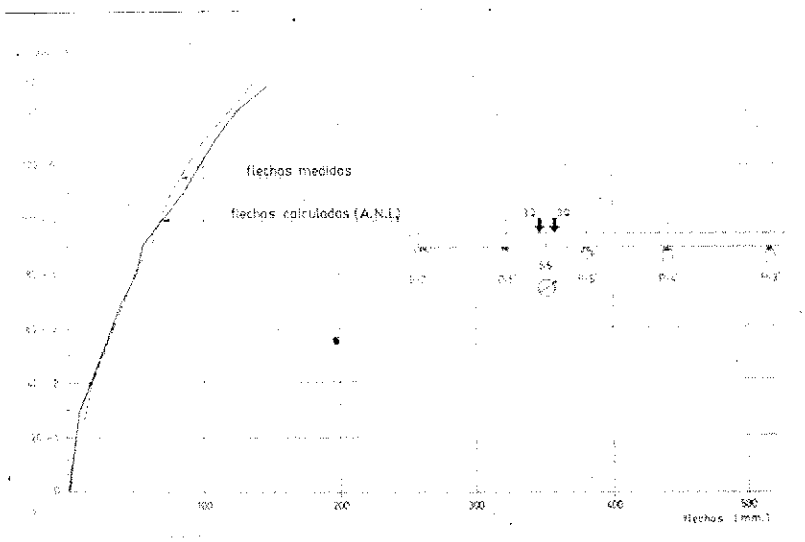


Fig. 7.30. Prueba de carga hasta rotura. Evolución teórica y experimental de la flecha de la sección central con el incremento de las cargas. Comparar la magnífica precisión obtenida por el modelo teórico de análisis no lineal, cuando se han considerado adecuadamente todos los valores de los parámetros, frente a la burda aproximación obtenida en la figura 7-13.

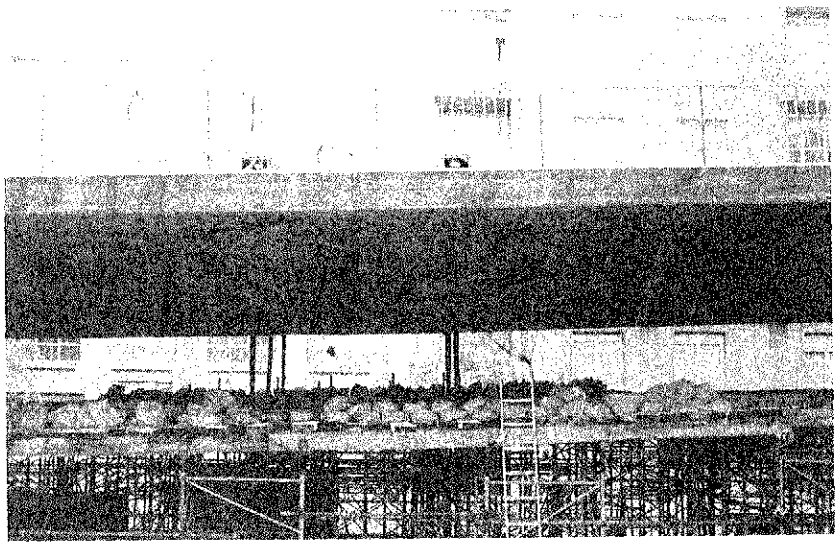


Fig. 7.31. Fisuración alcanzada durante la prueba. Vista general.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

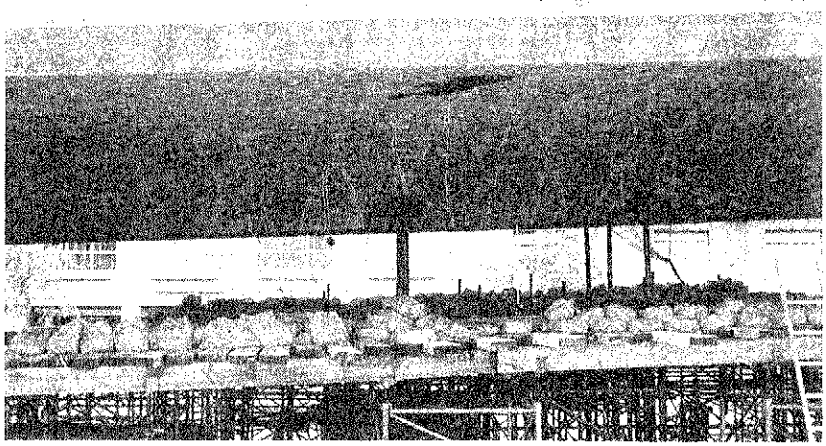


Fig. 7.32. Fisuración alcanzada durante la prueba. Mitad lado Besós.

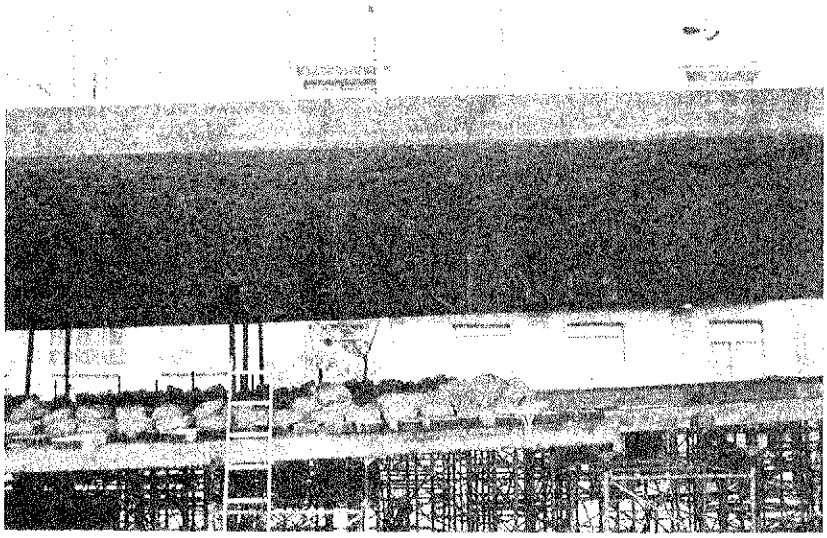


Fig. 7.33. Fisuración alcanzada duramte la prueba. Mitad lado Llobregat.

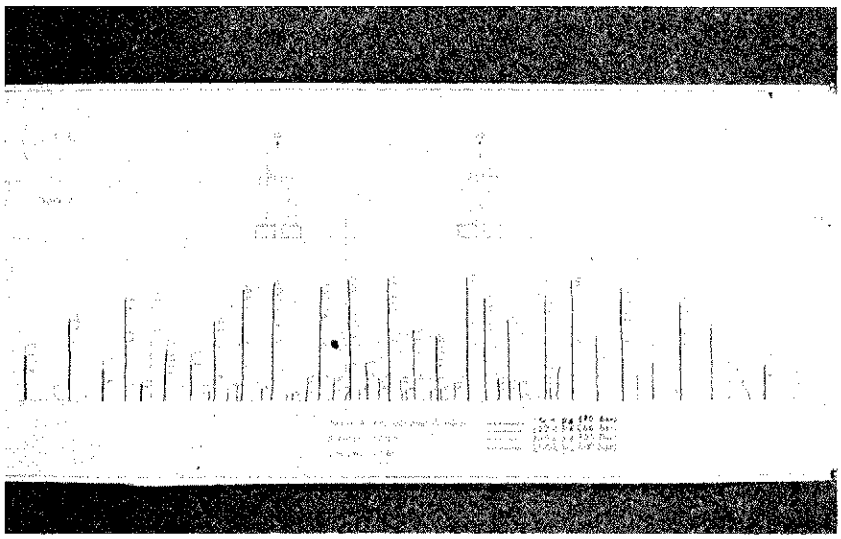


Fig. 7.34. Croquis de la fisuración alcanzada. En cada figura, los trazos horizontales indican la altura alcanzada por la fisura en el escalón de carga, designado por un número, que indica la presión en bares.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

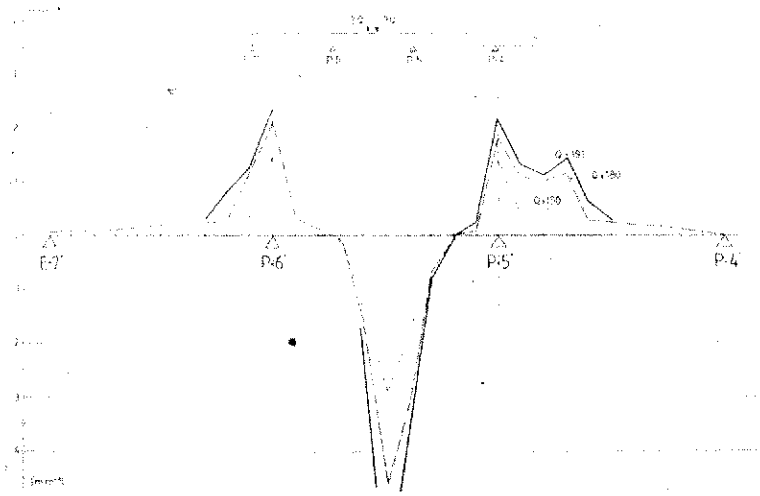


Fig. 7.35. Prueba de carga hasta rotura. Evolución teórica de las curvaturas con el incremento de la carga. Las curvaturas de módulo superior a $\simeq$ 0,3 mm^{-1} corresponden a secciones fisuradas. Comparando este gráfico con el anterior, se observa una gran concordancia en el extensión de la fisuración.

Destacaremos, por último, la fisuración que presentaba el puente al final de la prueba de carga y que puede verse en las figuras 7-31, 7-32 y 7-33, fisuración que fue cuidadosamente replanteada en croquis y que se presenta en la figura 7-34. En esta figura se indica el trazado de las fisuras, en el intradós del tablero (casi totalmente verticales), marcando con un trazo horizontal la altura alcanzada por la fisura para el nivel de solicitación expresado por el número que figura a su lado (Este número es la presión en bares de la central. La carga total en t (6 gatos) puede obtenerse, aproximadamente, multiplicando esta cifra por 1,8). Interpretando detalladamente la figura comentada, se observa cómo los incrementos de carga producen generalmente tres efectos: un incremento de la altura de las fisuras ya abiertas, una extensión de la fisuración hacia las pilas y la aparición de nuevas fisuras entre las ya existentes al comienzo del escalón de carga, hasta que se llega a la fisuración estabilizada.

La fisuración en la cara superior del tablero en secciones situadas sobre pilas, se hizo visible bastante tarde y aunque se señalizó convenientemente, la lluvia del día siguiente a la prueba borró las marcas, siendo imposible documentarla en detalle.

No obstante, podemos decir que las zonas fisuradas coincidieron bastante bien en extensión con las zonas donde el análisis teórico detecta curvaturas importantes, lo que indica fisuración de las secciones (Fig. 7-35).

7.7. Conclusiones

Las conclusiones más significativas han sido enunciadas en el anterior apartado, pudiendo encontrar el lector un resumen de las mismas en el capítulo 9 de este trabajo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

8. ENSAYOS FINALES

8.1. Objetivos planteados y justificación de los mismos

Como objetivos de estos ensayos finales nos planteamos:

I. Conocer el grado de inyección de las vainas, su calidad adherente, y el estado de conservación del acero de pretensado.

II. Medir experimentalmente las pérdidas diferidas de tensión en las armaduras de pretensado, once años después de ejecutado el puente, y compararlas con las deducidas con los métodos de cálculo habitualmente empleados en proyecto.

Justificación:

– La resolución de los problemas planteados en los objetivos constituye el reto actual que tiene planteada la tecnología del hormigón armado y pretensado en lo que a su durabilidad se refiere. En la última década, 1975-1985, las Administraciones de los países industrializados han empezado a tomar conciencia de este problema, fomentando la inspección, el mantenimiento y control de las obras de hormigón, así como la investigación sobre su durabilidad, puesto que se han ido encontrando con problemas importantes de patología, principalmente en puentes; y han visto de un modo claro que la única manera posible de conservar el patrimonio de infraestructura de un país, es implantando la inspección.

  Así pues, ante la demolición de cualquier estructura pretensada debe plantearse, sistemáticamente, la inspección ocular del estado de conservación del acero de pretensado así como de la calidad de la inyección, realizando, en lo posible, un ensayo de liberación de tensiones con objeto de contrastar las pérdidas diferidas de pretensado realmente acaecidas con las que pueden evaluarse a partir de los parámetros reológicos de los materiales y los métodos de cálculo propuestos por las instrucciones vigentes (8).

8.2. Concepción de los ensayos y realización

Al objeto de comprobar el grado de inyección de las vainas y, posteriormente, realizar un ensayo clásico de liberación de tensiones, se eligió un sitio fácilmente accesible. Se escogió una zona próxima a la sección situada sobre la pila P-4' por dos razones: la ya comentada de accesibilidad, y, segunda razón, por ser una sección a la que la prueba de carga en rotura no le había afectado significativamente.

Se procedió como sigue: (Fig. 8-1).

1. Abrir dos ventanas superiores, una sobre cada alma, con martillo neumático, hasta descubrir las vainas superiores.

2. Con una sierra de disco se procedió al corte longitudinal de la vaina.

3. Tras observar el estado de inyección y los recubrimientos, se procedió a la rotura del mortero de inyección hasta descubrir los alambres de pretensado, que no presentaban síntoma alguno de oxidación.

4. Seleccionadas cuatro vainas, de las ocho que se presentaban a la vista, se eligieron 3 alambres de cada una, (doce en total), y se procedió con cada uno de ellos como sigue: (Fig. 8-2).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

I) Pegado de una banda extensométrica PL-10.

II) Pegado del terminal, conexión al equipo de extensometría, puesta a cero y lectura inicial. (Fig. 8-3).

III) Corte del alambre con sierra de disco.

IV) Medición de la banda extensométrica.

V) Corte del alambre por el otro extremo para ensayar en laboratorio la probeta así obtenida (Ep, fy, fmáx.).

Así pues, conocido Ep y ϵ_{po}, la tensión de cada alambre se evalúa: $\sigma_{po} = \epsilon_{po} \cdot Ep$.

5. Se cortaron cuatro trozos, de 1,80 metros de longitud, de las cuatro vainas no ensayadas, con objeto de realizar en laboratorio un ensayo de extracción de los alambres ϕ 7, y comprobar, así, la adherencia real de éstos con la lechada.

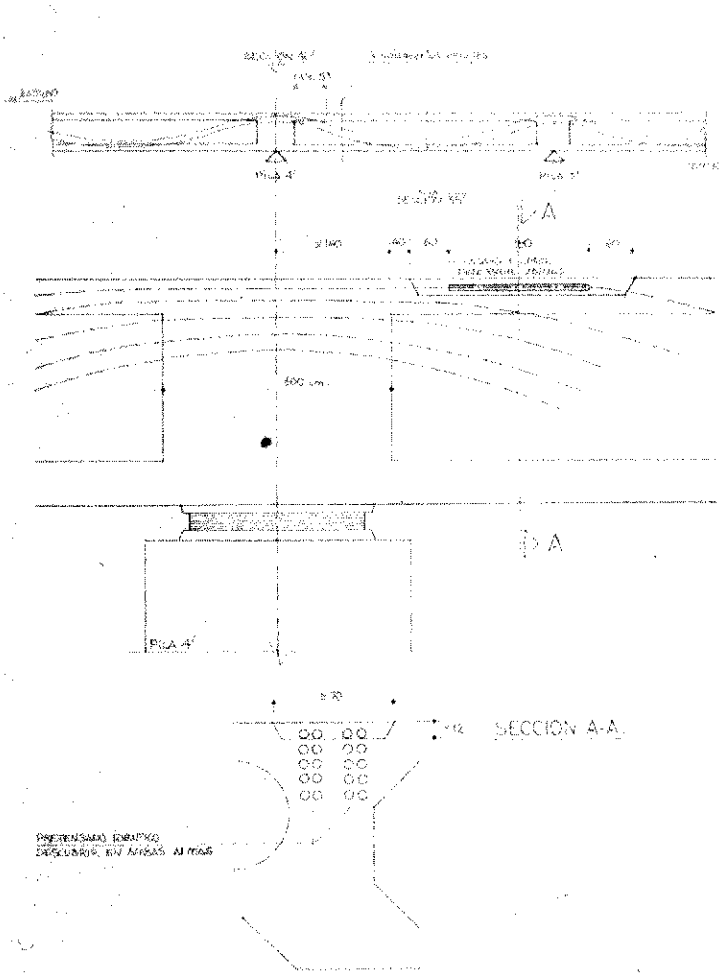


Fig. 8.1. Croquis de situación del ensayo de inspección de la lechada y medición de tensiones en el acero de pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

TABLA 8-1

Tendón	Alambre	Deformación medida $\varepsilon \times 10^{-6}$	Ep (Kp/mm²)	σ_{po} (Kp/mm²)	fy (Kp/cm²)	fmáx (Kp/cm²)
	1	4.285,8	20.600	88,29	16.578	18.397
1-A	2	4.236,2	21.000	88,96	16.682	18.293
	3	4.381,0	20.900	91,56	16.760	17.955
	4	4.333,4	20.900	90,57	16.890	18.527
3-A	5	4.142,9	21.100	87,40	16.630	18.449
	6	4.000,1	21.000	84,00 (−)	16.812	18.527
	7	Fallo	21.000	–	17.020	18.579
3-M	8	4.288,8	21.000	90,06	16.994	18.579
	9	4.238,2	21.000	89,00	17.046	18.501
	10	4.428,6	21.000	93,00 (+)	16.630	18.345
1-M	11	4.334,4	20.090	90,58	16.942	18.293
	12	2.190,5(*)	21.100	46,22(*)	16.500	18.397
(*) Valores anómalos			Ep m = 20.958		σ_{ym} = 16.790	

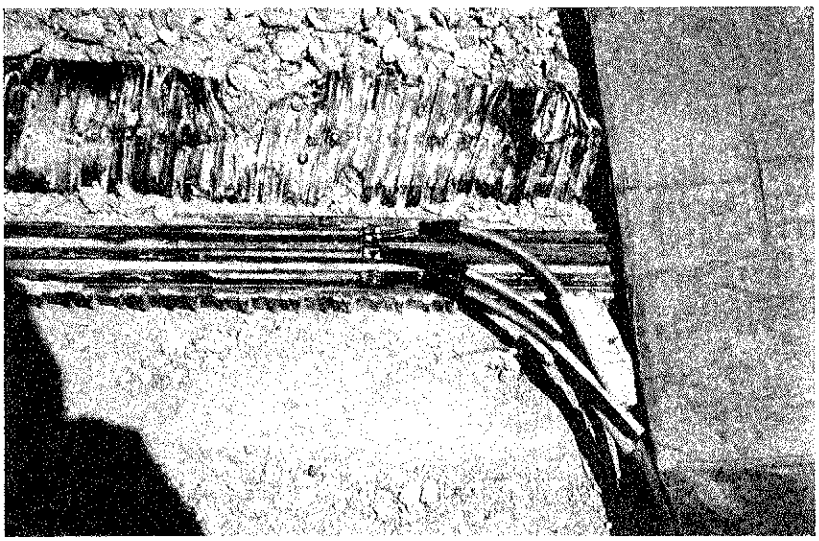


Fig. 8.2. Bandas extensométricas PL-10 pegadas sobre los alambres ϕ 7 de uno de los tendones descubiertos.

8.3. Resultados principales

En las figuras 8-4 y 8-5 puede verse el magnífico estado que presentaba la inyección de las vainas, tras ser abierto el fleje metálico de éstas. Igualmente, se apreció la perfecta conservación del acero de pretensado en todas las vainas descubiertas, (Fig. 8-6), a pesar de que, en algunos puntos, el recubrimiento del mortero de inyección era tan sólo de unos 3 ÷ 4 mm de espesor (Fig. 8-7).

El ensayo de liberación de tensiones realizado, como se indicó anteriormente, sobre doce alambres, tres de cada vaina, dió los resultados que figuran en la Tabla 8-1, donde se recogen, no sólo las deformaciones medidas en las bandas extensométricas, sino también las ten-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

siones deducidas, σ_{po}, con los valores del módulo de elasticidad, Ep, obtenido para cada probeta de alambre.

Tomando una muestra de 10 valores, despreciando el 7 y el 12, (probablemente una tensión tan baja es debida a la rotura de la cabecita de anclaje del alambre en el bloque) obtenemos una tensión media:

$$\sigma_{po,m} = 89{,}34 \text{ Kp/mm}^2$$

con una desviación típica:

$$S = 2{,}48 \text{ Kp/mm}^2$$

siendo los valores máximos y mínimos; 93 y 84 Kp/mm² respectivamente, y pudiéndose deducir una tensión permanente característica inferior:

$$\sigma_{Pk,inf} = 89{,}34 - 1{,}64 \times 2{,}48 = 85{,}27 \text{ Kp/mm}^2$$

Dadas las características del acero empleado y la geometría del trazado, el cálculo habitual de pérdidas de fuerza de pretensado nos hubiese dado los siguientes valores:

Tensión inicial en anclaje según proyecto	125,1 Kp/mm²
Pérdida por rozamiento	– 10,2 Kp/mm²
Pérdida por penetración de cuña	0 Kp/mm²
Pérdida por acortamiento elástico	– 1,42 Kp/mm²
	113,48 Kp/mm²
Pérdida por retracción y fluencia	– 12,85 Kp/mm²
Pérdida por relajación eficaz	– 8,81 Kp/mm²
$(\sigma_{p,\infty})_{calc}$ =	91,8 kp/mm²

Este valor de la tensión permanente en el acero, de 91,8 Kp/mm², es muy próximo al valor medio medido, que, como hemos visto, fue de 89,3 Kp/mm².

8.4. Conclusiones

I. La inspección del grado de inyección de las vainas ha confirmado que, en los ocho tendones descubiertos, el mortero de inyección ocupaba la totalidad de la vaina, y ello en un punto alto del trazado del pretensado.

II. Debido a lo anterior, el acero de pretensado no presentaba síntoma alguno de corrosión, habiendo dado en los ensayos mecánicos realizados, resistencias totalmente satisfactorias. Parece pues que, incluso pequeños recubrimientos del mortero de inyección dentro de la vaina, protegen al acero satisfactoriamente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

III. No pudo realizarse un ensayo de extracción de un alambre de la probeta de vaina inyectada, por dificultades de montaje del ensayo, por lo que se efectuaron una serie de "pull-out" convencionales, para determinar la calidad de la adherencia del acero de pretensado, resultando ésta superior a la prescrita en (8). Así pues, en cuanto a la determinación de la adherencia real alambre-mortero de inyección, no podemos brindar ningún dato cuantitativo, aunque podemos decir que la carga alcanzada y la distribución de la fisuración (véase figura 7-34) registradas en la prueba de carga hasta rotura, nos hacen pensar que la adherencia realmente existente resultaba sobrada.

IV. A este nivel de tensiones normales, y con las cuantías de armaduras $\rho_s = A_s/A_c = 0{,}0034$; $\rho_p = A_p/A_c = 0{,}006$, el cálculo simplificado habitual de pérdidas de pretensado acota, bastante bien, el fenómeno real.

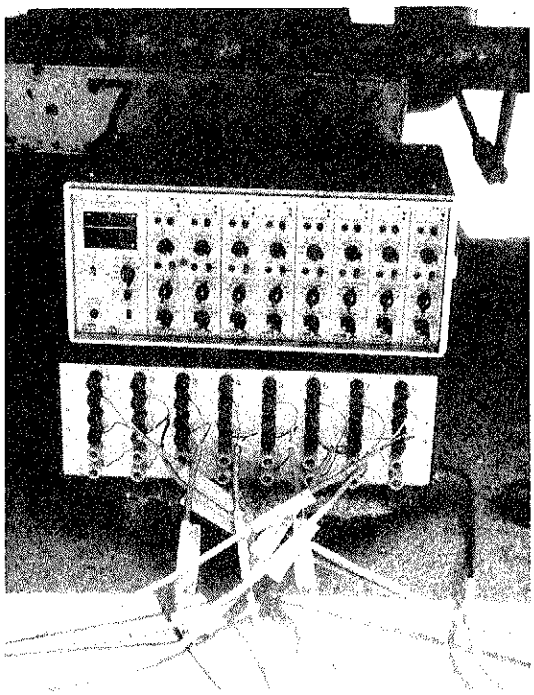


Fig. 8.3. Equipo de extensometría.

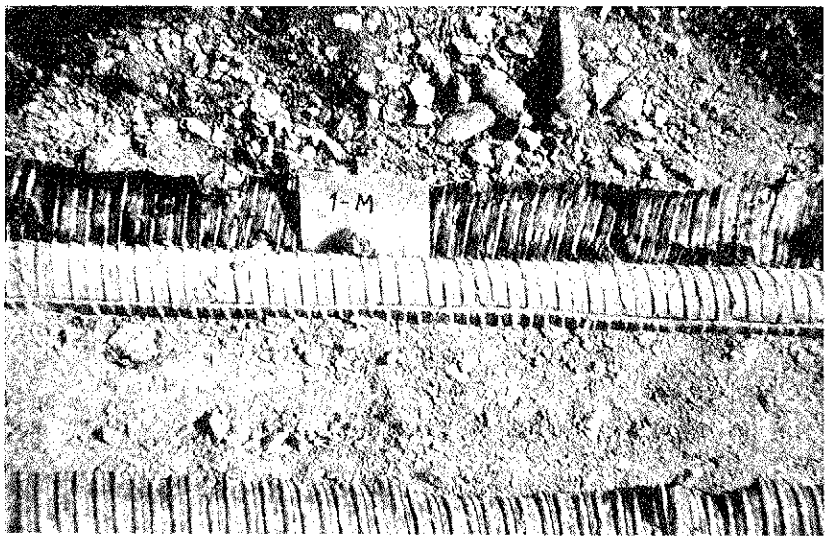


Fig. 8.4. Estado de la inyección del tendón nº 1 lado Mar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

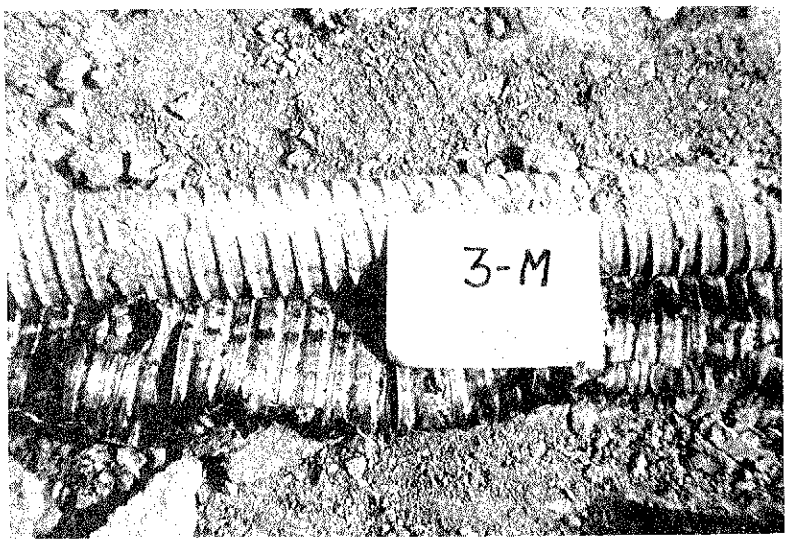


Fig. 8.5. Estado de la inyección del tendón n° 3 lado Mar.

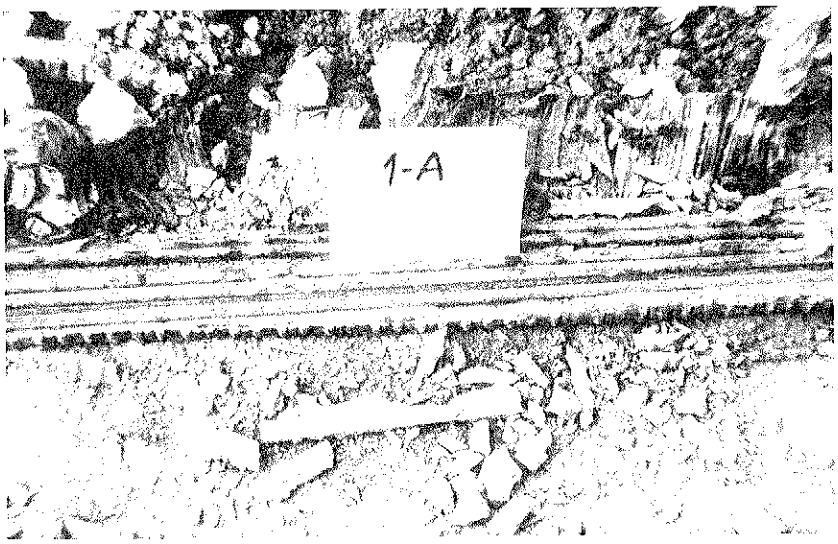


Fig. 8.6. Estado del acero de pretensado, sin síntoma alguno de corrosión.

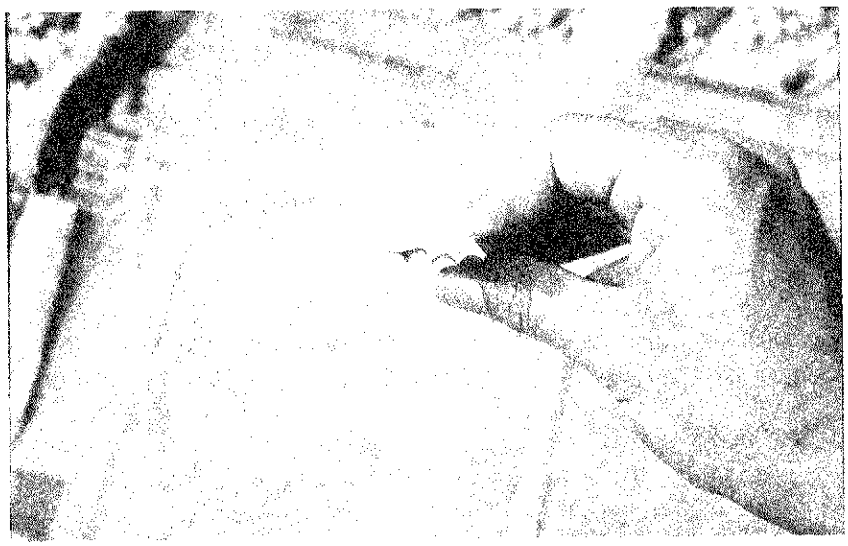


Fig. 8.7. Trozo de mortero de inyección correspondiente al recubrimiento superior de uno de los tendones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

9. CONCLUSIONES

9.1. Relativas a la técnica y comportamiento experimental

1. Es de extraordinaria importancia concebir todo el sistema de medición y registro lo más automatizado posible, al objeto de minimizar los errores, tanto en la ejecución de la prueba, como en el postproceso de los datos. En este sentido, la informatización en la adquisición de resultados experimentales y su posterior análisis mediante técnicas gráficas propias del Diseño Asistido por Ordenador, han posibilitado la explotación al máximo de las magnitudes medidas, con una fiabilidad apreciable.

2. Si la anterior recomendación es una idea que se debe seguir para el registro de cualquier fenómeno experimental, en el caso de pruebas de carga dinámicas pasa a ser condición indispensable para garantizar su total aprovechamiento, dado el volumen considerable de datos que se obtienen por segundo.

3. En la concepción de la instrumentación de la prueba de carga dejamos vía libre a la posibilidad de medir una misma magnitud (desplazamientos, fuerzas, etc.) mediante métodos distintos, así como de hacerlo en puntos diversos. Esto nos ha permitido contrastar las distintas técnicas, apreciar sus ventajas y sus inconvenientes, y así conocer las más apropiadas para cada caso; además de permitir verificar, en algunas pruebas, la fiabilidad de los datos experimentales obtenidos.

4. Referente a la instrumentación que es recomendable emplear en las pruebas de carga dinámicas está bien, es claro que la instalación de acelerómetros es sencilla y siempre posible, en contra de la dificultad que implica la utilización de transductores de desplazamiento, que requieren una base de referencia, a veces imposible de lograr. Hemos comprobado que, en lo referente a la determinación de frecuencias propias, los resultados obtenidos mediante transductores de desplazamiento o aceleración son concordantes, siempre que se empleen las técnicas de análisis de resultados adecuadas; y esperamos que, la determinación válida de otros parámetros dinámicos a partir de registros de acelerómetros, será también posible. Este es un campo que hemos comenzado a explorar en profundidad y es nuestra intención la puesta a punto de un método rápido y riguroso de evaluación, tanto de las características de frecuencia como de amortiguamiento, sin necesidad de simplificaciones excesivas.

5. La metodología seguida para el levantamiento del tablero y "pesado" de la reacción del mismo, ha dado resultados satisfactorios para la determinación de las reacciones en el estribo E-7', y no es muy sensible a la falta de precisión en la medición. Sin embargo, sí lo es para la determinación experimental de la rigidez del tablero frente a sus movimientos verticales.

6. La interpretación de la variación de la reacción en la pila P-6' mediante bandas extensométricas, ha sido problemática, a pesar del bajo nivel de solicitación al que se encontraba sometido el hormigón ($\sigma_c \simeq 30 \div 35$ Kp/cm^2). Estos problemas han venido originados por la dispersión de los resultados obtenidos para E_c, en contra de lo esperado (recuérdese la homogeneidad detectada en la campaña esclerométrica y de ultrasonidos), junto con la manera en la que dispusimos las bandas de compensación por temperatura. Pensamos que la técnica utilizada es la más correcta para trabajar en laboratorio (condiciones próximas a temperatura constante), puesto que permite liberarse de hacer cualquier hipótesis sobre el valor del módulo de Poisson. Después de nuestra experiencia, creemos que, al

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

aire libre, es mejor disponer las bandas de compensación perpendicularmente a las destinadas a medir las deformaciones tensionales, y hacer ensayos lo más precisos posible de las curvas $\sigma - \epsilon$, instrumentando las probetas, no sólo longitudinalmente, sino, también, en sentido transversal. Esto permite conocer E_c y deducir, así, las deformaciones debidas a temperatura, de las bandas extensométricas situadas en el mismo elemento, evitando los problemas de distinta inercia térmica.

7. Siguiendo con las bandas extensométricas, nuestra experiencia nos ha confirmado que el empleo de bandas de las características aquí utilizadas (longitud activa mayor o igual que 100 mm, resolución 10^{-7} cm) puede ser adecuado en estructuras de hormigón, incluso en ensayos al aire libre, y a altos niveles de deformación, a condición de disponerlas en forma sobreabundante para cubrir eventuales fallos, situando las de compensación por temperatura de la manera comentada en el punto anterior.

8. Referente a los transductores de desplazamiento utilizados para medir flechas en la prueba de rotura, la varilla saliente de los mismos se dispuso articulada al intradós del tablero. A partir de los 70 mm de flecha vertical, la componente horizontal del desplazamiento real introducía, dada la vinculación, una fuerza horizontal lo suficientemente alta para comenzar a doblar la varilla, por lo que debimos desconectar algunos transductores para evitar su rotura. En el caso de pruebas hasta rotura, donde las flechas son importantes, hay que prever estos movimientos horizontales y diseñar una conexión deslizante (tipo biela o rueda) que impida el doblado de la varilla. Comentaremos también que, dado el recorrido especificado, 600 mm, la resolución máxima compatible (del orden del octavo del milímetro en los transductores empleados) es más que válida para la medición de flechas con precisión, pero totalmente insuficiente para deducir, de la variación de las mismas en tres transductores consecutivos, los incrementos de curvatura.

9. Con ocasión de la prueba hasta rotura, estudiamos en el Departamento diversas alternativas posibles de desarrollo de un transductor de grandes desplazamientos, optando, finalmente, por desarrollar uno, el "Escolámetro", basado en el siguiente esquema de funcionamiento: Sobre una polea de metacrilato, fijada sobre una base, se arrollaba un hilo inextensible que conectaba uno de sus bordes al tablero y el otro a un peso. Sobre el perímetro de la polea iban marcadas, en negro, una serie de divisiones equidistantes, de modo que, al descender el tablero del puente y hacer girar la polea, las pequeñas rayas negras cortaban el haz luminoso de una célula fotoeléctrica, y un dispositivo electrónico contaba el número de vueltas, o fracción de ella, de la polea, y, por consiguiente, el movimiento del tablero. El diseño se efectuó para una resolución de 0,5 mm y recorrido máximo teóricamente solo limitado a condicionantes geométricos: posición de la polea y longitud del hilo. Aunque hicimos pruebas exhaustivas en nuestro laboratorio, de cara a su correcto tarado y verificación, cuando lo instalamos en el viaducto no nos acompañó la suerte, y el "escolámetro" funcionó mal; pero pensamos que puede ser un dispositivo barato y eficaz para medir movimientos importantes, con una resolución que puede controlarse fácilmente, hasta un cierto límite, mediante dispositivos mecánicos.

10. Respecto a los transductores de presión, utilizados para medir la presión del circuito hidráulico de los gatos empleados como medios de carga, pensamos que son la solución actual y de futuro para controlar con precisión la fuerza que se introduce mediante cualquier tipo de gatos: de pretensado, gatos planos para levantamiento de tableros de puente, etc., relegando los manómetros de las centrales a una función auxiliar, y desplazando a las células de carga como sistemas de control de fuerza, dado su mayor precio y difícil disponibilidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

11. Nuestra experiencia ha confirmado la validez del planteamiento del ensayo de liberación de tensiones que empleamos para medir la tensión existente en el acero de pretensado, aunque reconocemos que sólo puede garantizarse el éxito en el caso de tendones formados por alambres o barras. Juzgamos interesante desarrollar una técnica para la medición de las tensiones existentes en el acero en el caso de tendones formados por cordones, y es nuestra intención intentar ponerla a punto en laboratorio.

12. Debemos insistir en la conveniencia de conocer, con la antelación necesaria, las características reales de los materiales que componen la estructura, de forma que exista el tiempo material suficiente para reestudiar aspectos de la prueba experimental que permitan tomar las decisiones oportunas. Esto, que es posible hacerlo dentro de un trabajo de investigación en laboratorio, a nosotros nos ha resultado más difícil, dentro del contexto contractual en el que nos movimos, donde el plazo era importante.

13. En cualquier caso, constatamos la dificultad que supone medir, con una mínima precisión, cualquier parámetro de respuesta estructural. Nuestra experiencia es que hay que dedicar mucho tiempo a la puesta a punto y verificación de todos los sistemas que intervienen en el proceso experimental, y que hay que molestarse en diseñar unos procedimientos que prevean todas las operaciones y en todas las eventualidades imaginables. De ese modo, se preverá un alto porcentaje de sucesos posibles y dispondremos de toda nuestra capacidad de improvisación para atender a ese otro pequeño porcentaje restante de eventualidades que siempre surge.

9.2. Relativas a aspectos teóricos y de proyecto

1. La distribución real de temperaturas en el canto del tablero dista mucho de ser lineal, y la curvatura teórica generada, de la que puede deducirse el gradiente térmico lineal equivalente, no tiene relación alguna con las temperaturas máxima y mínima ambientales, sino, más bien, con la intensidad de la radiación solar. Ocurre, además, que el gradiente térmico lineal equivalente depende de la distribución real de temperaturas y de la geometría de la sección transversal, por lo que recomendamos realizar sistemáticamente, en el caso de que deba considerarse el gradiente térmico, un análisis seccional simplificado para evitar sorpresas, y aquilatar la importancia de los efectos de esta acción, en la verificación de los estados límites de servicio.

2. Referente a las frecuencias de vibración, el modelo teórico utilizado, basado en un pórtico plano dinámico y comportamiento como viga, nos proporciona valores teóricos de las frecuencias de vibración, en flexión longitudinal, muy próximas a las reales, incluso para frecuencias distintas a la fundamental. Ello confirma la perfecta adecuación de dicho modelo teórico para el cálculo de las frecuencias y modos vibración, siempre y cuando la discretización de la estructura sea tal, que simule, lo mejor posible, las características dinámicas de la misma y se hallen correctamente evaluadas la masa y rigidez reales.

3. Debe tenerse muy en cuenta a la hora de utilización de las fórmulas de tipo empírico empleadas para la determinación de la frecuencia fundamental de vibración, el carácter estadístico de su origen, de modo que los valores obtenidos de la aplica-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ción de las mismas deben ser considerados, únicamente, como un orden de magnitud, útil en etapas temperanas de proyecto, pero nunca como un valor real que se deba considerar en la comprobación final del comportamiento del puente frente a acciones de tipo dinámico.

4. Debido a que se han obtenido valores del coeficiente de amplificación dinámica de zona negativa muy superiores a aquéllos que se deducen en la zona positiva (véase 5.6.2), recomendamos una cierta prudencia a la hora de verificar las secciones centrales de vanos descargados, cuando la sobrecarga dinámica ocupa los vanos contiguos.

5. Hemos verificado experimentalmente que, en el coeficiente de amplificación dinámica, intervienen, además de las características geométricas de la estructura y la velocidad de la carga, otros parámetros no menos importantes, como son la rigidez y amortiguamiento del sistema de suspensión del vehículo y las características de rugosidad del pavimento. Estas variables pueden hacer que el valor máximo del coeficiente de amplificación dinámica no se produzca para la máxima velocidad del vehículo, y deben ser tenidas muy en cuenta cuando se pretenda realizar un estudio riguroso del fenómeno vibratorio de un puente mientras es atravesado por una carga móvil (véase figura 5-20).

6. Referente ya a la Prueba de Carga hasta rotura, el parecido entre los resultados experimentales y los deducidos del análisis no lineal "exacto" puede calificarse, globalmente, de agradablemente sorprendente. A lo largo del trabajo desarrollado, hemos comprobado que la mayor dificultad de la modelización radica, fundamentalmente, en el conocimiento lo más exacto posible de las características reales de los materiales.

7. La similitud de resultados en flecha, (véase figura 7-30), y redistribución de esfuerzos, (figura 7-26), junto con la distribución transversal de deformaciones medida en cara superior del tablero, (figura 7-28), demuestra que la teoría de la viga es adecuada para la simulación de la evolución hasta la rotura de puentes de hormigón pretensado, de planta recta o de poca curvatura, sometidos a cargas centradas.

8. Siguiendo con el tema de la distribución transversal de deformaciones en la cara superior del tablero, en secciones con grandes voladizos, como es el caso que nos ocupa, podemos comentar:

   a) En fase elástica y ante cargas uniformes extendidas en toda la luz, la distribución transversal de deformaciones es bastante uniforme en las secciones de centro luz y cuartos de luz, excepto en el forjado superior central(véanse figuras 6-16 y 6-17).

   b) En las mismas hipótesis anteriormente comentadas, las deformaciones longitudinales sobre los voladizos de la sección situada sobre pila son inferiores a las existentes sobre las almas, pero, en cualquier caso, significativas, contribuyendo eficazmente estos voladizos tan masivos, en la resistencia y deformabilidad de la sección (véase figura 6-18).

   c) En la prueba de carga hasta rotura, puede apreciarse una distribución relativamente uniforme de deformaciones para el máximo nivel de solicitación alcanzando (900 t), (véase figura 7-28), incluso en el punto central del forjado superior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

d) La comparación entre la evolución de la deformación teórica y experimental de la banda (5), (véase figura 7-29), conforme se incrementan las cargas en la prueba de rotura, puede considerarse aceptable, si se tienen en cuenta los comentarios que, sobre las bandas de compensación por temperatura, se hacen en la conclusión 9.1 (6); lo que nos hace pensar que la ley tensión-deformación empleada para el hormigón es adecuada.

9. Los resultados teóricos y experimentales representados en las figuras 7-24 y 7-26, ponen de manifiesto que, tras fisuración, existe una redistribución de esfuerzos de carácter ascendente extraordinariamente importante. (Al máximo nivel alcanzado en la prueba, 6Q = 6 x 150 t, la relación $M_{(2-1)\ real}/M_{(2-1)E}$ es 1,51).

10. Los resultados teóricos del análisis no lineal, (véase figura 7-21), indican que la carga última que soportaría la estructura por flexión ($6Q_u$ = 6 x 196 t), es muy superior a la deducida de un cálculo elástico ($6Q_{u,E}$ = 6 x 127 t), por lo que la prueba de carga, de haber conocido a priori la elevada resistencia del acero de pretensado, la habríamos limitado a $6Q_u$ = 6 x 180, límite prudente de la resistencia a cortante. No obstante, el nivel de solicitación realmente alcanzado en la prueba, $6Q_{exp}$ = = 6 x 150 t, supone una carga experimental un 18 por 100 mayor que la carga de agotamiento de la estructura que puede deducirse de un análisis lineal.

11. Queremos hacer notar también la diferencia existente entre las situaciones de agotamiento teórico deducidas del análisis no lineal aproximado y del exacto. Mientras que en el primero se produce una situación de agotamiento próxima a la redistribución plástica total, para una carga de algo más de 6 x 150 t (y allí paramos la prueba), en el segundo, con unos valores más altos de la resistencia de los materiales y considerando la geometría real y la totalidad de la armadura pasiva, la situación de agotamiento llega para 6 x 195 t, donde la sección central alcanza el momento último respuesta, existiendo aún reserva de resistencia en las secciones de apoyo (véanse figuras 7-12 y 7-25).

12. La observación de las figuras 7-34 y 7-35 indica una concordancia magnífica entre las zonas observadas donde se produjo la fisuración y la distribución teórica de las curvaturas anelásticas para 6Q = 6 x 150 t.

13. Aunque nos fue imposible medir la recuperación de flecha del tablero tras el destesado de los anclajes al terreno, ésta fue espectacular. Estimamos que el orden de magnitud de la flecha residual sería del orden del centímetro; y, en cuanto a la apertura de fisuras existente después de la prueba, muchas se habían cerrado, y las que permanecían abiertas, que con la carga máxima alcanzaron una apertura del orden del milímetro, eran sólo perceptibles desde muy cerca ($W \simeq 0{,}2$ mm).

14. El Análisis no lineal aproximado que se efectuó para el control de la operación (véanse figuras 7-13 y 7-14) demuestra, una vez más, cómo es más fácil acotar con nuestros modelos teóricos, la redistribución de esfuerzos (que depende, más que de los valores reales de EI, de su relación entre las distintas secciones), que predecir las deformaciones reales.

15. En los actuales momentos, en los que estamos padeciendo un cierto síndrome de patología en los puentes de hormigón pretensado, los resultados aquí obtenidos referentes al estado de la inyección de las vainas y conservación del acero, (incluso en los difíciles puntos altos del trazado donde se descubrieron los tendones), junto con las mediciones de tensiones del acero de pretensado existentes 11 años después de ejecutada la obra, (que concuerdan muy bien con nuestro modo habitual de calcular las pérdidas de pretensado), constituyen una importante verificación que mantiene nuestra confianza en el pretensado como acción permanente y regulable (véase apartado 8.3).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

16. Si tuviéramos que emitir en pocas palabras un juicio de valor sobre la bondad de nuestros modelos matemáticos actuales para el cálculo de estructuras, diríamos que acotan muy aproximadamente la respuesta estructural real, con la condición (casi imposible de cumplir en la práctica) de que los valores de los parámetros relativos a los materiales reales sean conocidos a priori.

17. Los resultados experimentales obtenidos y los estudios teóricos realizados con ocasión de la realización de la prueba de carga hasta rotura, demuestran que, al menos este puente (amorosamente construido según un proyecto bien concebido y estudiado, y rigurosamente controlada su ejecución), tenía una seguridad, probablemente, excesiva. En efecto, si comparamos, a nivel de carga total, la alcanzada en la prueba de rotura, 900 t, realizada con medios artificiosos, con una carga más usual en los puentes cual fue el tren de cargas de 4 camiones de 28 t utilizado en las pruebas estáticas, encontramos que, para producir con camiones una sobrecarga equivalente, sería necesario disponer 2,67 niveles de camiones como los empleados, ocupando, en cada nivel, los tres carriles, esto es, 12 camiones por nivel, o bien, un solo nivel de camiones llenando la plataforma del puente, con un peso por camión de 75 t. Puede intuirse que la probabilidad de ocurrencia de cualquiera de esas hipótesis tiende a cero, si es que ambos sucesos no rayan, en la práctica, en la imposibilidad de que acaezcan.

    (Si la comparación se efectúa a nivel de momentos flectores isostáticos producidos por la carga de prueba y el tren de camiones, el coeficiente 2,67 pasa a ser 4,61).

18. Un buen proyecto y una ejecución esmerada y controlada, han hecho que el margen de seguridad existente en la estructura proyectada, hubiera podido ser "consumido", casi exclusivamente, por los usuarios (sobrecargas funcionales). Y matizaremos el adverbio "casi", empleado. Sin entrar en el tema de la resistencia real de los materiales, que en todos los ensayos que efectuamos fue superior a la estipulada en el proyecto, comentaremos algo sobre los incrementos de las cargas permanentes. Detectamos, durante el proceso de demolición del viaducto, sobreespesores de pavimento, que en algunos vanos llegaban a ser hasta algo más del doble de lo previsto en proyecto. En cuanto al peso propio, los pesos específicos determinados en las probetas son los habituales, y el peso específico equivalente, deducido con la consideración de la armadura, es algo inferior al 2,5 t/m^3, de consideración obligada por la normativa. Referente a sobreespesores de hormigón estructural, lo único que detectamos fue un fallo bastante sistemático del encofrado perdido de los aligeramientos circulares: existió flotación durante el hormigonado en bastantes puntos, y bastantes abombamientos y roturas de este encofrado, de modo que, en no escasas zonas, había hormigón donde los planos indicaban aligeramiento. Nosotros intentamos en la fase final de la demolición, cuando los voladizos habían sido separados del núcleo, cortándolos por el eje del aligeramiento, replantear fotográficamente los restos del puente, para posteriormente, intentar hacer una evaluación estadística. Y así lo hicimos; pero la suerte, que nos había acompañado durante todas las fases de la prueba, se había cansado de nosotros y nos abandonó: Nos velaron en el laboratorio fotográfico los dos carretes impresionados.

19. En cualquier caso, pensamos que el actual coeficiente de ponderación para cargas permanentes, γ_f = 1,5 ó 1,6, preconizado por las normas de hormigón españolas para la verificación de los E.L.U., se queda corto para las cargas permanentes de

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

equipamiento de superestructura de los puentes, y resulta excesivo para el peso propio de los mismos. Si éste fuera un país que creyera en los planteamientos a medio y largo plazo, propondríamos que, en la ejecución de todos los puentes, se controlaran y se documentaran los pesos específicos del hormigón empleado y los espesores reales obtenidos, de modo que, en veinte años, dispondríamos de un banco de datos lo suficientemente importante para poder extraer de él, mediante el tratamiento estadístico adecuado, unos valores algo más razonables de ponderación de las cargas permanentes; e intuimos que el relativo al peso propio sería bastante más bajo y dependería, con seguridad, de la tipología de la sección transversal y del procedimiento constructivo y tipo de encofrado empleado.

10. EMPRESAS Y ENTIDADES PARTICIPANTES

La realización de la Prueba de Carga, en toda sus fases, y la ejecución de la demolición del viaducto, fue convocada a Concurso de proyecto y obra, por el Excmo. Ayuntamiento de Barcelona, siendo adjudicado a la empresa Ingeniería y Construcciones SALA AMAT, quien realizó la demolición según proyecto de José Antonio Torroja, Oficina Técnica y CIVILPLAN, S.A.; subcontratando la instrumentación al Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, INTEMAC, que actuaron bajo la dirección del Servicio de Proyectos Urbanos del Excmo. Ayuntamiento de Barcelona, asesorado en los aspectos científicos por el Departamento de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de la U.P.C.

11. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a las siguientes entidades y personas:

- Al servicio de Proyectos Urbanos del Excmo. Ayuntamiento de Barcelona que financió la campaña de Investigación efectuada.
- A nuestros compañeros del Departamento de estructuras, profesores: A. Aguado, E. Blanco, J. Miquel, E. Mirambell, y al profesor E. Alonso, que colaboraron activamente en la elaboración de especificaciones de aspectos parciales de la campaña de investigación con ocasión de la redacción del Pliego de Condiciones.
- A los Ingenieros de Caminos I. Duque y A. López, sin cuya dedicación constante, en la fase de preparación de las especificaciones de la prueba de carga y en su ejecución, no hubieramos podido llevar adelante este trabajo de investigación.
- A las siguientes personas de las entidades y empresas mencionadas anteriormente: D. J.A. Acebillo, D. J.A. Serratosa y D.F. Buenaño, de los servicios técnicos municipales; Sres. Salvatella, Sáenz, Serralonga, y Moro, de Sala Amat; D.E. González del Valle y D.A. Díaz Trechuelo, de Intemac, y, muy especialmente, a D. Vicente Puchol, de Intemac, quien volcó todos sus conocimientos y su profesionalidad en esta prueba.

12. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. 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. Universidad de Santander, 1980.
2. APARICIO, A.C.; DUQUE, I.; LOPEZ, A. y otros.– "Informe sobre la propuesta de bases que sirvan

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

para la redacción del Pliego de Condiciones Técnicas que ha de regir la convocatoria del Concurso de Proyecto y Ejecución de la demolición del viaducto, lado mar, del paso elevado del primer Cinturón de Ronda que existe entre la Plaza de Alfonso X el Sabio y la calle Lepanto". U.P.C. Dpto. de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos. Barcelona, mayo 1984.

3. APARICIO, A.C.; CASAS, J.R.– "Repercusión de la redistribución de esfuerzos por fluencia, en la capacidad portante última de los puentes de hormigón pretensado construídos por voladizos sucesivos". Hormigón y Acero n° 1056. pp. 153 a 168. ATEP, Madrid, 1985.

4. APARICIO, A.C.; CASAS, J.R.; MIQUEL, J.; OLIVER, X.; RODELLAR, J.; SUAREZ, B.– "Desarrollo teórico y experimental de un sistema de control activo para optimizar la respuesta dinámica de tableros de puentes sometidos a cargas excepcionales". Proyecto de investigación subvencionado por la Comisión Asesora de Investigación Científica y Técnica, con el número 1176/84.

5. APARICIO, A.C.– "Estudio de la respuesta estructural del tramo paso superior del Cinturón de Ronda de Barcelona, ensayado hasta rotura, y comparación con los modelos teóricos de análisis no lineal". Trabajo de investigación presentado al concurso del Cuerpo de Catedráticos de Universidad, U.P.C., Barcelona, 1985.

6. BURDETTE, E.G.; GOODFASTURE, D.W.– "Test of four highway Bridges to failure". Proceedings of the ASCE, St. Division, Vol 99, n° 3 March, 1973.

7. CASAS, J.R.– "Estudio de la respuesta dinámica como método de inspección y control de puentes de hormigón armado y pretensado". Tesis doctoral en curso de realización en el Departamento de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Barcelona.

8. COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON.– "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado EP-80". MOPU, Madrid, 1982.

9. FERNANDEZ CASADO, C.– "Puentes de Hormigón Armado y Pretensado" Tomo II: 6.085. La pasarela del Festival of Britain, en Londres 1951 (pág. 667). Dossat, 1964.

10. LOPEZ RODRIGUEZ, A.– "Estudio de la evolución hasta rotura de tableros continuos de puentes de hormigón armado y pretensado, de planta curva". Tesis doctoral en curso de realización en el Departamento de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Barcelona.

11. MIRAMBELL, E.– "Estudio de los efectos térmicos en puentes de hormigón". Tesis doctoral en curso de realización en el Departamento de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Barcelona.

12. ROSLI, A.– "Experiences from fatigue and rupture test on a prestressed concrete bridge". ACI Publication, SP-23, 1967, Chicago, U.S.A.

13. SERRANO, P.– "Simulación del comportamiento térmico de tableros de puente y su influencia en el estado tensional". Tesis Doctoral. Universidad de Santander, 1985.

14. WEDER, Ch.– "Material investigations and failure test on a 20 years old, prestressed bridge over the Glatt near by Zürich". Schweizerische Bauzeitung, 96 Jahrgang, Heft 14, April 1978.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Conferencia internacional sobre Proyecto y Construcción de estructuras no convencionales

Organizada por la CIVIL-COMP PRESS y copatrocinada por la INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR SHELL AND SPATIAL STRUCTURES (IASS), va a celebrarse, en Londres, del 8 al 10 de diciembre del presente año 1987, una Conferencia Internacional con el objeto de estudiar y discutir diversas propuestas innovadoras para el proyecto y construcción de estructuras no convencionales.

Los interesados en participar en esta Conferencia deberán dirigirse, en solicitud de la necesaria información complementaria, a:

PROFESOR L.M. ORTEGA
Secretario de la IASS
Laboratorio Central de Ensayo de Materiales
Alfonso XII, 3
28014 MADRID.

* * *

Segundo Congreso Nacional de la Construcción Antofagasta - Chile

En el mes de noviembre del presente año 1987, se va a celebrar en Antofagasta, (Chile), organizado por la Universidad del Norte y la Cámara Chilena de la Construcción, Delegación Antofagasta, el Segundo Congreso Nacional de la Construcción.

El primero de estos Congresos se desarrolló, en la Ciudad de Valdivia, en el año 1980. Desde entonces no ha vuelto a repetirse, a pesar del tiempo trnascurrido y no obstante el papel relevante que la actividad de la Construcción desempeña en el desarrollo de todos los países.

Por ello se estima que, dada la dinámica del sector, es de vital importancia, desde el punto de vista técnico, la celebración de este Segundo Congreso con el objeto de revisar, discutir, divulgar, etc., todas las novedades y avances que van surgiendo en este campo y en el que sus protagonistas sean los docentes, investigadores, profesionales y técnicos relacionados con la construcción.

Para la clasificación de los trabajos que se presenten en este Congreso, se han establecido los siguientes temas:

A. TECNICAS CONSTRUCTIVAS Y MATERIALES

A1. Nuevas aplicaciones de materiales.
A2. Prefabricación e industrialización.
A3. Patología de los materiales.
A4. Seguridad en la industria de la construcción.
A5. Normalización y control de calidad.
A6. Sistemas constructivos.
A7. Tecnología avanzada del hormigón.
A8. Maquinarias y equipos.
A9. Otros.

B. DISEÑO ESTRUCTURAL Y ARQUITECTONICO

B1. Criterios de diseño estructural.
B2. Albañilería armada y reforzada.
B3. Coordinación modular.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

B4. Reparación y refuerzo.
B5. Estudios experimentales.
B6. Viviendas industrializadas económicas.
B7. Arquitectura y medio ambiente.
B8. Otros.

C. GESTION Y ADMINISTRACION DE LA CONSTRUCCION

C1. Administración de empresa.
C2. Control de gestión.
C3. Estrategias de desarrollo del sector.
C4. Análisis de la legislación vigente.
C5. Aplicación de la computación en la construcción.
C6. Capacitación y productividad.
C7. Otros.

Las personas interesadas en presentar Comunicaciones, deberán enviar un resumen de las mismas con una extensión no mayor a una página, antes del 31 de mayo de 1987.

Los trabajos serán preseleccionados sobre la base de sus resúmenes, notificándose al autor principal la aceptación o rechazo, antes del 15 de julio de 1987.

Toda consulta o solicitud de información suplementaria deberá dirigirse a:

Comité Organizador
Segundo Congreso Nacional de la Construcción
Universidad del Norte
Casilla 1280
ANTOFAGASTA (Chile)

* * *

XIIª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.

La Asociación Técnica Española del Pretensado (A.T.E.P.) va a celebrar, en Granada, durante los días 19 al 23 de octubre del presente año 1987, su XIIª Asamblea Técnica Nacional.

En estas Asambleas, que se organizan periódicamente, cada tres años, y en las que pueden participar todas aquellas personas y Entidades interesadas en los problemas que afectan a la técnica del pretensado, se discuten y estudian temas, previamente seleccionados, y se pasa revista a las principales realizaciones y últimos avances logrados en este campo de la construcción.

Los temas seleccionados, en principio, para esta XIIª Asamblea son: 1°. Investigaciones y estudios; 2°: Evaluación y análisis de estructuras existentes; 3°: Rehabilitación, reparación y refuerzo de estructuras, y 4°: Realizaciones.

Como siempre, además de las Sesiones de Trabajo, habrá proyección de documentales, visitas técnico-turísticas y diversos actos sociales.

Los interesados en participar en estas reuniones deberán dirigirse en solicitud de información complementaria a:

Secretaría de la A.T.E.P.
Instituto Eduardo Torroja del C.S.I.C.
Apartado 19.002
28080 MADRID
Tfno.: 202 04 40.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Nueva publicación

Publicado por Editorial Reverté, acaba de aparecer el libro "Hormigón Armado" cuyo Autor, el Profesor Alfredo Páez, es Doctor Ingeniero de Caminos y Catedrático de la misma asignatura en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, de Santander.

El contenido del libro se distribuye en los 17 Capítulos siguientes: Introducción; I. Antecedentes históricos; II. Los materiales; III. El hormigón en masa; IV Hormigón para armar; V. Puesta en obra; VI. Propiedades mecánicas del hormigón; VII. Teoría Clásica; VIII. Teoría de los estados límites; IX. El proyecto; X. Disposición de las armaduras; XI. Las piezas; XII. La viga; XIII. La columna; XIV. Losas y placas; XV. Los muros; XVI. Elementos de cimentación, y XVII. Control de calidad. A ellos hay que añadir dos Apéndices. "Confrontación experimental" y "Teoría de la seguridad".

Aun cuando por la secuencia docente de los temas y la claridad de su exposición pudiera parecer un libro de texto, su extensión (dos tomos con un total de 1.330 páginas) y los dos Apéndices, reflejan la preocupación del Autor en refrendar la novedad de las teorías que sustenta con el apoyo de justificaciones propias de una avanzada especialización.

Destacan por la originalidad en su planteamiento y la novedad de sus conclusiones, los temas relativos a los esfuerzos cortantes combinados con la flexión, la fatiga por cargas repetidas, el pandeo lateral en vigas, la incidencia de las deformaciones diferidas en la estabilidad de las columnas esbeltas, y los procedimientos numéricos simplificados para evaluar el margen de seguridad apropiado a las distintas piezas de la estructura que se considera.

Aunque algunas de estas cuestiones fueron objeto, por parte del Autor, de publicaciones anteriores, ahora aparecen actualizadas y presentadas de una forma adecuada para su inmediata aplicación práctica.

Se trata, en resumen, de un libro, polémico por la heterodoxia de sus teorías, escrito por un experto conocedor de la materia.

* * *

NOTA IMPORTANTE
A nuestros colaboradores

Se nos ha solicitado que, con el fin de que puedan ser incluídas las oportunas referencias bibliográficas en los "Abstracts" que se editan en diferentes países, todos los artículos que se publiquen en Hormigón y Acero vayan acompañados de un resumen, lo más breve posible, (no más de cien palabras) en español, francés e inglés. El título del artículo también debe figurar en los indicados tres idiomas.

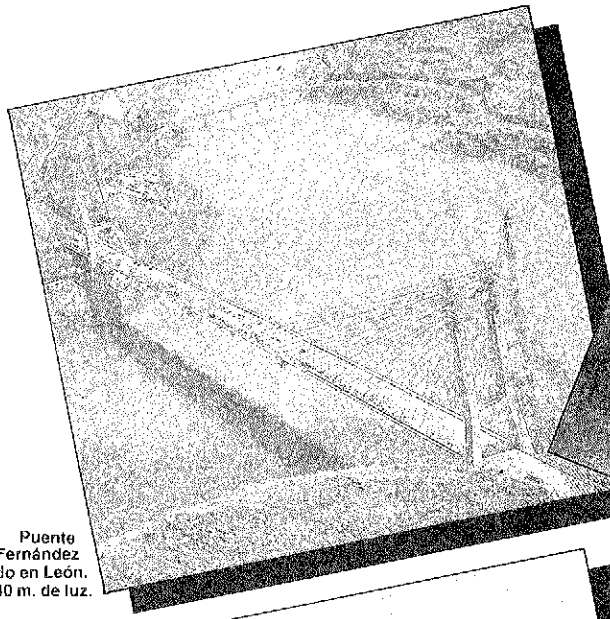
Por consiguiente, rogamos encarecidamente a nuestros amables colaboradores tomen buena nota de estas nuevas normas, para su cumplimentación en el momento de preparar los trabajos que nos envíen para su publicación en nuestra Revista.

EL COMITE DE REDACCION

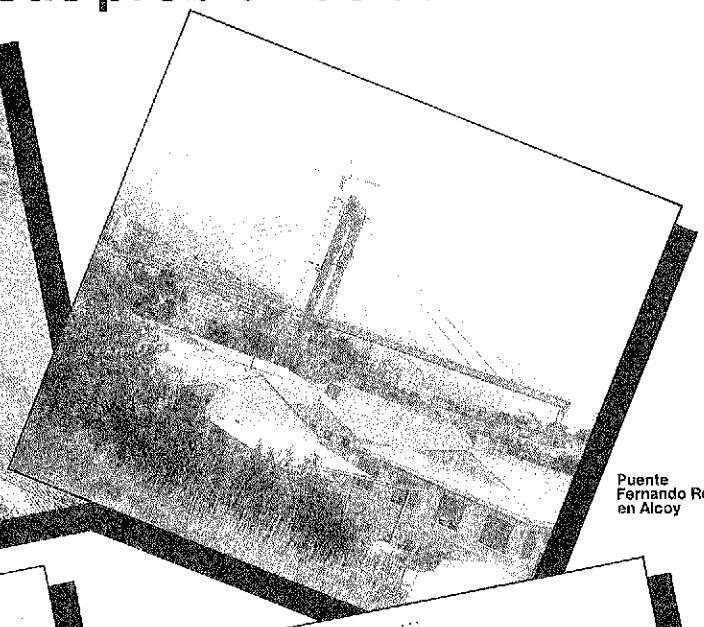
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Sistema de pretensado STRONGHOLD

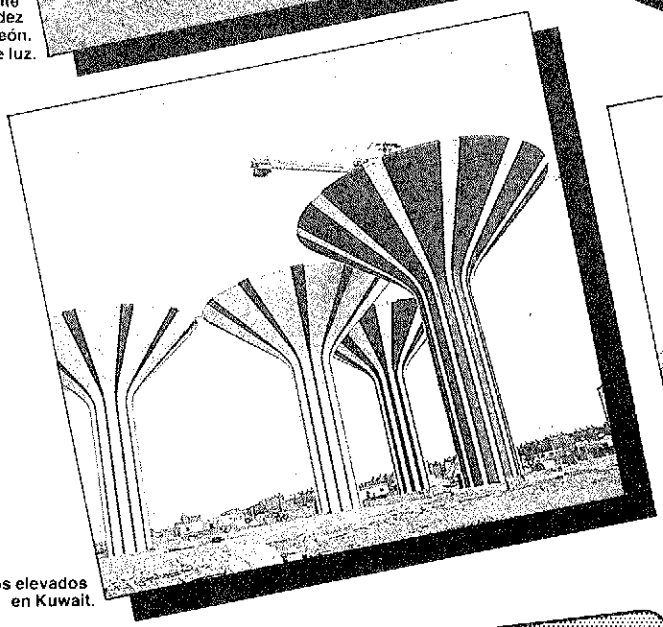
La solución racional a sus problemas constructivos



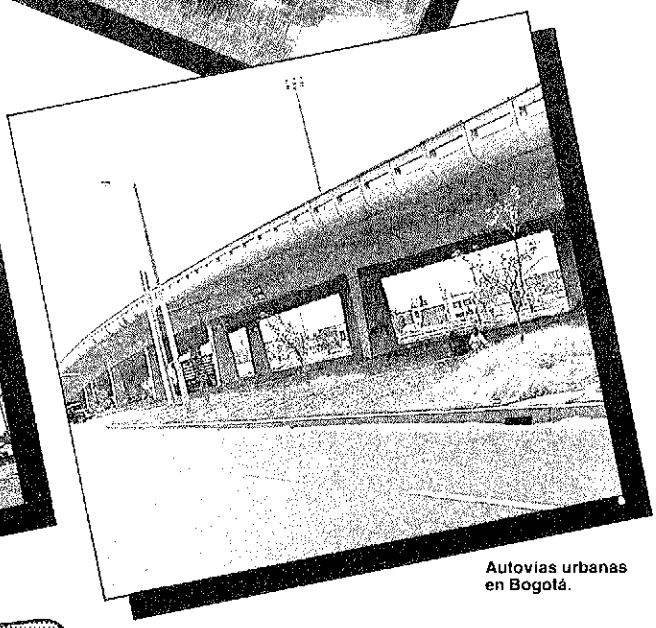
Puente Carlos Fernández Casado en León. 440 m. de luz.



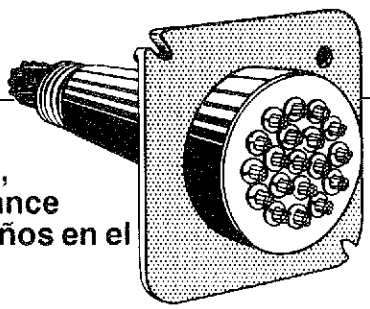
Puente Fernando Reig en Alcoy



Depósitos elevados en Kuwait.



Autovías urbanas en Bogotá.



El sistema Stronghold, desarrollado en España, representa el mayor avance técnico de los últimos años en el campo del pretensado.

Su gran variedad de anclajes se adapta a las necesidades de cada obra particular y sus gatos automáticos de agarre frontal son compactos, ligeros y de gran eficiencia.

Pida información sobre:

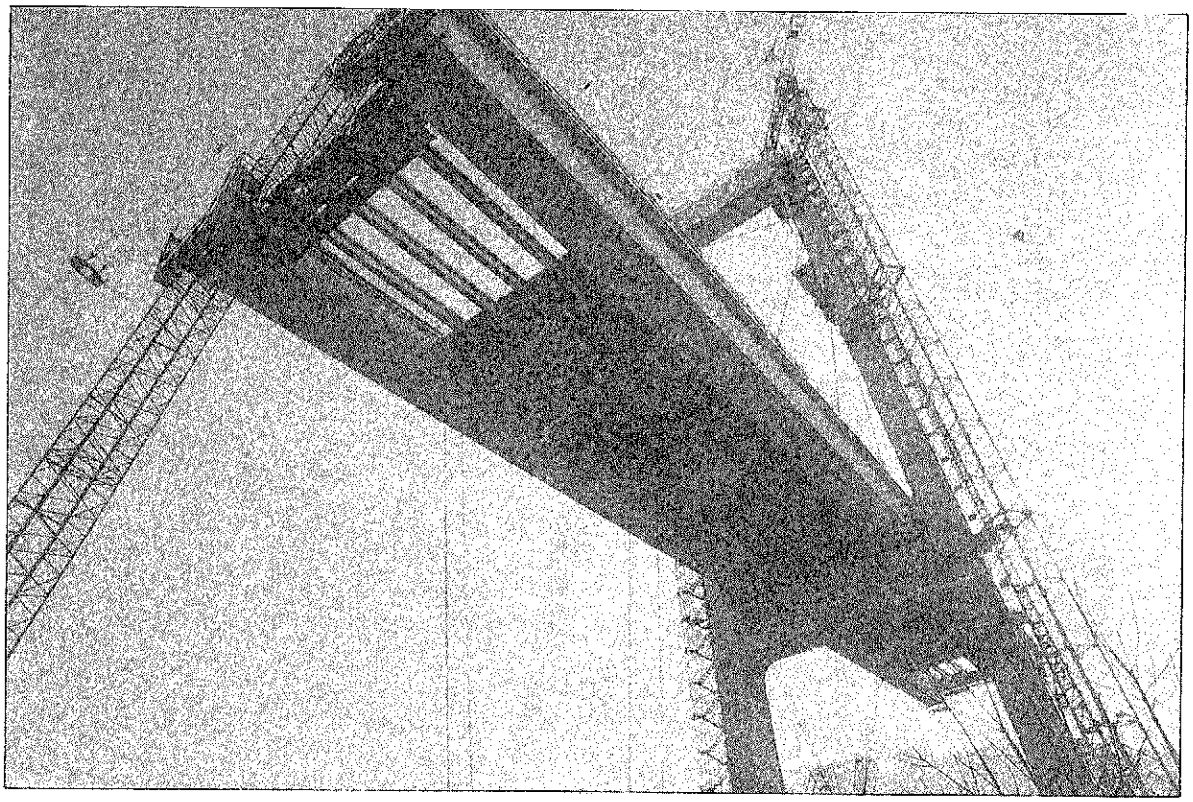
- **Anclajes y equipos para postensar.**
- **Apoyos SLIDE elastoméricos y de teflón.**
- **Juntas de dilatación CETEC.**
- **Anclajes en el terrero.**
- **Desplazamiento y elevación de grandes pesos.**

CTT

CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS. S.A.
Aribau,185,5°,7ª - Tels. 200 87 11 - 200 81 21 - Télex 520019 CETEC E - Fax (3) 2098590 - 08021 BARCELONA

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

PUENTE DE ALCOY
tablero prefabricado por
PACADAR



PACADAR S.A.

TODA CLASE DE ELEMENTOS PREFABRICADOS
PARA GRANDES LUCES Y SOBRECARGAS

– vigas, dinteles, pilas y estribos para puentes.
– pilares, jácenas, forjados, placas, vigas peraltadas, correas, canalón, carril, fachadas, cerramientos.

OFICINAS:

Hermosilla, 57 - Madrid
Teléfono 435 49 00
Travesera de Gracia, 98 bis - Barcelona
Teléfonos 217 48 51 - 218 03 39
San Vicente, 102 bajo - Valencia
Teléfono 352 45 86

FABRICAS:

- Rivas de Vaciamadrid (Madrid)
- San Baudilio de Llobregat (Barcelona)
- Ribarroja de Turia (Valencia)

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

591-2-193

Análisis de la estructura del puente de Fernando Reig sobre el río Barxell, en Alcoy

José A. Fernández Ordoñez
Julio Martínez Calzón
Francisco Millanes Mato
Angel Ortiz Bonet
Javier Marco Ventura(*)

INTRODUCCION

Se continúa la serie de tres artículos sobre el puente atirantado de Fernando Reig, en Alcoy, abordando los aspectos más significativos de su análisis y respuesta resistente, dejando para un tercer trabajo la descripción de la instrumentación y controles efectuados durante el seguimiento del montaje del tablero y de la prueba de carga del puente, así como las principales medidas y enseñanzas obtenidas, algunas de gran interés dada la relativa novedad y todavía escasa experiencia sobre la respuesta de este tipo de puentes.

El proyecto de un puente atirantado exige un complejo proceso de análisis estructural. A pesar de la ya abundante bibliografía técnica sobre este tema, la gran cantidad de parámetros que intervienen en la respuesta estructural y la consiguiente multiplicación de esquemas resistentes posibles, se resiste a cualquier intento de constituir un bloque cerrado de conocimientos, con soluciones universalmente aceptadas y sancionadas por una abundante experiencia.

El puente atirantado de Fernando Reig presenta además un carácter particular, constituyendo una solución atípica dentro de las tipologías hasta ahora al uso y abriendo una nueva vía hacia la extensión de la prefabricación industrial a este tipo de puentes (figs. 1 y 2).

(*) Los autores manifiestan expresamente el reconocimiento a la labor realizada por Guillermo Ontañón, Ingeniero de Caminos de Intecsa, durante el proceso de análisis de la estructura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

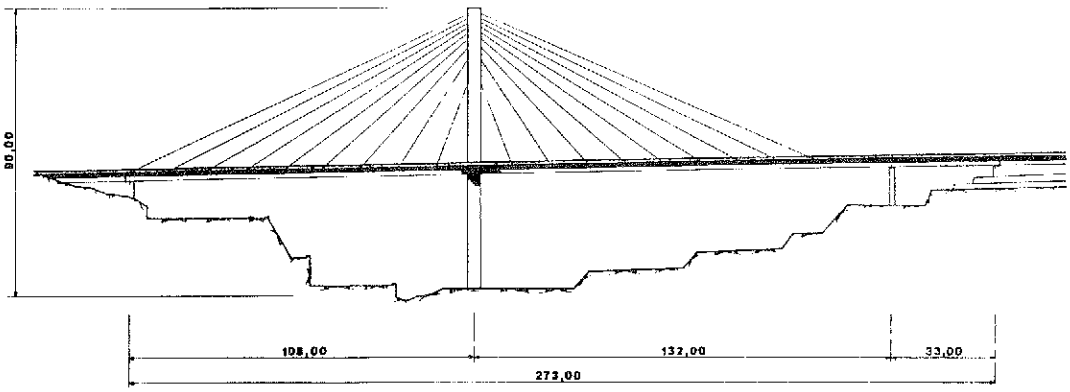


Fig. 1. Esquema longitudinal del puente.

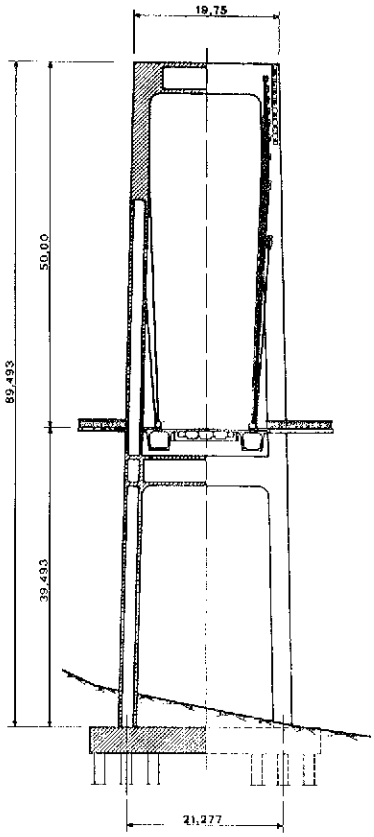
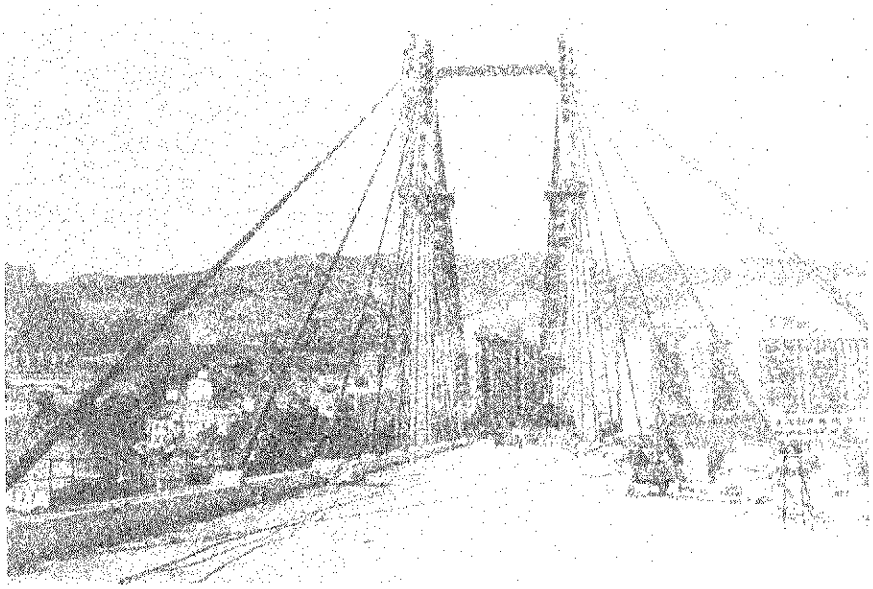


Fig. 2. Pila y sección transversal tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La exposición que sigue pretende reflejar los aspectos más interesantes de los análisis estructurales efectuados durante las fases del proyecto y ejecución de la obra. Se hará especial énfasis en esta última fase, que no constituye sino una ampliación de la anterior, exigiendo un número muy elevado y complejo de cálculos con objeto de reproducir e interpretar, lo más fielmente posible, las situaciones reales de montaje.

El control y seguimiento de éste constituye, en realidad, una múltiple y sucesiva prueba de carga de la estructura, localizándose además en todos sus elementos. La prueba de carga final sólo es, en último término, una prueba más de la última de las fases de la ejecución.



1. HIPOTESIS DE CALCULO Y ACCIONES CONSIDERADAS

Para el control de la seguridad del puente en los estados límite de servicio y agotamiento, se han seguido las directrices de la normativa española de estructuras de hormigón pretensado (EP-80) y de acciones en puentes de carretera (IPC-72).

Se han considerado por tanto las tres conocidas hipótesis de combinación de cargas, poniendo especial cuidado en la hipótesis sísmica, como se verá en el apartado 6, dada la situación de Alcoy en una zona de grado VII.

Dada la importancia de las interacciones axil-flector tanto en la pila como en el tablero, es preciso cuidar el control de aquellas situaciones en las que la carga permanente pueda ser favorable, tanto en fases constructivas como de servicio, y deba por tanto afectarse del coeficiente 0,9 prescrito en la normativa.

Durante el montaje se producen asimismo situaciones con solicitaciones de signo contrario y magnitudes apreciables, que se contrarrestan, debiendo por tanto controlarse con coeficientes de ponderación diferentes (1,05 y 0,90) las componentes de uno y otro signo. Esto sucede para la pila en las fases avanzadas de avance en voladizo simétrico y colocación de una nueva dovela asimétrica y para el pretensado provisional del tablero bajo las acciones contrarrestadas de una nueva dovela y el tesado del tirante anterior, pudiendo llegar a ser condicionantes de la seguridad a rotura en fases constructivas.

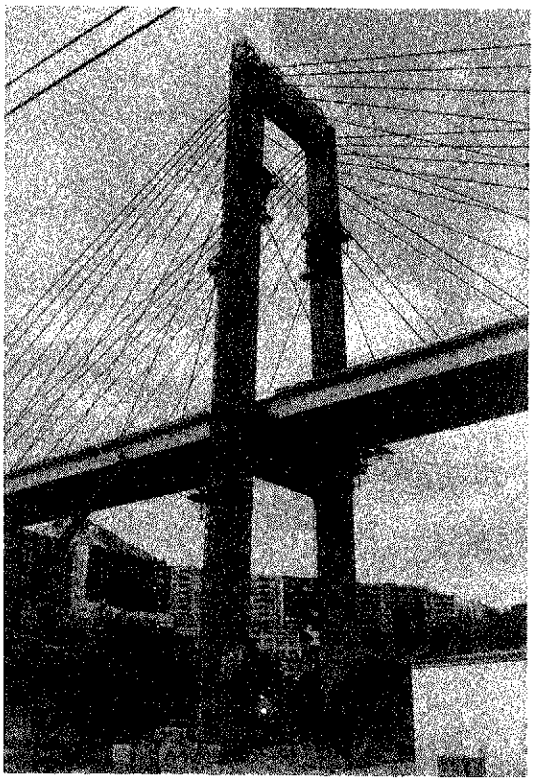
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Dado el elevado número de hipótesis de carga que había que considerar fue necesario desarrollar programas de ordenador específicos para el control y tratamiento de las mismas.

En cuanto a las acciones, se han seguido las directrices de la IPC-72 para su determinación, quedándonos ampliamente cubiertos en la estimación de la carga muerta con respecto a la capa de aglomerado prevista en proyecto, para hacer frente a probables recrecidos de la misma.

A este respecto quisiéramos insistir en aquellas objecciones que se plantean frecuentemente en relación a la poca adecuación de las acciones establecidas en la instrucción española cuando se trata de proyectar puentes de gran luz, existiendo ya en normativas extranjeras (CEB, British Standard, normas francesas y americanas, etc.) criterios mejor adaptados a la realidad de estas obras:

– Valor excesivo del coeficiente de ponderación del peso propio (γ_{fg} = 1,5), cuando dichas acciones se hallan perfectamente controladas durante el proceso de montaje mediante sistemas exhaustivos y precisos de pesaje y cubicaciones. Pero sobre todo por el hecho de que un ligero margen de error sistemático en el mismo, se traduciría indefectiblemente en unas deformaciones inaceptables durante el avance en voladizo.



– En sentido opuesto al anterior, consideramos en cambio más interesante afectar de un coeficiente mayor a la carga muerta, donde con frecuencia los recrecidos, reformas o añadidos en aceras y calzadas, dan lugar a sensibles variaciones respecto a los valores previstos en proyecto, especialmente si éstos se han estimado ajustadamente.

– La incongruencia de mantener una sobrecarga uniforme constante, con independencia de la extensión de la superficie cargada, sin la lógica reducción de la misma al estilo de lo establecido en muchas normativas extranjeras. El enorme coste y, en muchos casos, la casi imposibilidad material de reproducir voluntariamente un alto porcentaje de la misma durante la prueba de carga de la obra, como se verá en el próximo artículo, avalan este criterio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

– La severidad y rigidez de la estimación de los efectos del viento en la normativa española. Nuestro puente refleja claramente dicha situación, comparando los esfuerzos pésimos obtenidos en las hipótesis de viento de montaje y servicio frente a los resultantes de la hipótesis sísmica, netamente inferiores a los anteriores a pesar de la alta sismicidad considerada en el cálculo (grado VII).

– La ausencia de criterios en la normativa para estimar los efectos de la fatiga en los tirantes, en lo que respecta a la magnitud y frecuencia de las acciones características que se deben considerar en este control, siendo preciso acudir a normas extranjeras; aunque en nuestro caso dicho efecto no sea prácticamente significativo.

2. ANALISIS LONGITUDINAL DEL PUENTE EN SERVICIO

El puente proyectado es una estructura espacial, cuya capacidad portante fundamental está concentrada en los dos planos paralelos extremos que contienen los cables y las vigas cajón.

Para la obtención de los esfuerzos sobre la estructura en servicio se han utilizado dos modelos:

- Plano, realizado sobre la mitad transversal de la estructura considerando un solo plano de cables, uno de los fustes de la pila y una viga cajón acompañada del ancho eficaz de la losa. El modelo utilizado consta de 41 nudos y 58 barras, 19 de las cuales corresponden a los tirantes.

  Con él se estudiaron los estados de carga simétricos: peso propio, carga muerta y sobrecargas uniformes a todo ancho, viento longitudinal sobre pila y tirantes, descensos de apoyo y efectos térmicos.

  La envolvente de sobrecargas uniformes se obtuvo por combinación de esfuerzos pésimos en 23 estados de carga elementales, correspondientes a tramos de 12 metros.

  Los efectos térmicos sobre la estructura se estimaron por combinación de tres estados elementales:

  - temperaturas uniformes diferentes entre tablero y pila (± 18°) y tirantes (± 35°), como consecuencia de sus diferentes inercias térmicas.
  - gradiente térmico de 10° entre caras inferior y superior del tablero.
  - gradiente térmico de ± 5° entre caras de pila.

  Estas hipótesis fueron confirmadas como conservadoras a partir de las medidas tomadas mediante sensores térmicos durante las fases de montaje del tablero.

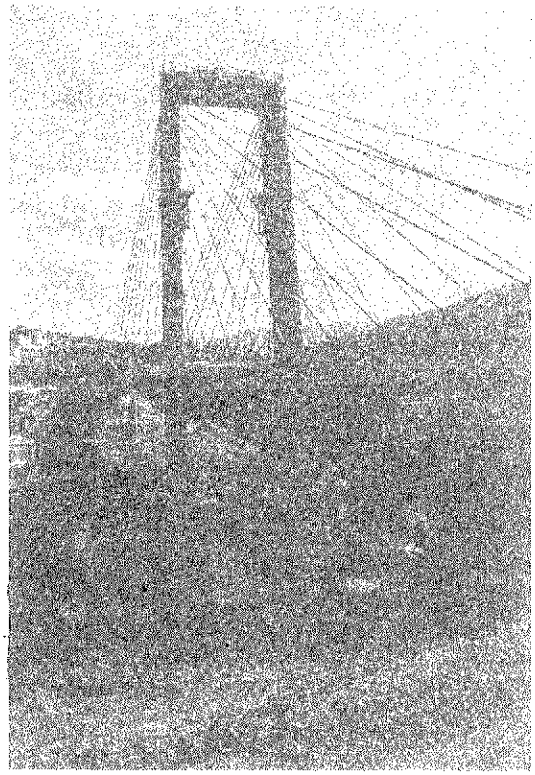
- Espacial, sobre estructura completa considerando los dos planos de cables, los fustes y dinteles de la pila, las vigas cajón y las vigas riostras con sus correspondientes anchos eficaces de losa. La discretización consta de 82 nudos y 140 barras.

Con este modelo se estudió el efecto del paso excéntrico del vehículo pesado, considerando 47 posiciones correspondientes a centros y extremos de barras longitudinales; de las sobrecargas uniformes en damero, que producen los torsores y flectores transversales pésimos en las vigas cajón, riostras y dinteles de la pila; y del viento transversal sobre dintel, fustes y cables.

Las características inerciales de las diferentes barras se obtuvieron homogeneizando los diferentes hormigones –H450 en vigas cajón, H350 en pilas y H250 en losa in situ del tablero– respecto al de las vigas cajón. En el apartado 7, al tratar del control del proceso de montaje, se volverá sobre este punto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La respuesta de los tirantes presenta una no linealidad geométrica acusada debido al efecto catenaria. Su módulo de elasticidad secante durante una fase de carga es función de las cargas inicial y final en cada tirante, durante la misma. Ahora bien, la no linealidad sólo es prácticamente acusada en tirantes de gran longitud o bajo nivel de tensiones. En fase de servicio y para las longitudes reales de nuestro puente, el efecto no lineal es casi despreciable, habiéndose controlado de forma iterativa en dos hipótesis de sobrecargas máximas y no dando lugar a variaciones significativas respecto al cálculo lineal, como suele ser usual en el caso de tableros de hormigón dada la preponderancia de las cargas permanentes frente a las sobrecargas.



Así pues, se asignaron a los diferentes tirantes unos módulos de elasticidad virtuales, constantes para los diferentes análisis en servicio, y estimados a partir de la fórmula de Ernst del módulo tangente para una tensión media de trabajo del orden de: $\sigma = 0{,}42\, f_{pu} - 1600 = 6400$ Kp/cm^2:

$$E_v = \frac{E_0}{1 + \frac{\gamma^2 L^2}{12 \sigma^3} E_0}$$

siendo:

γ = peso específico tirante
E_0 = módulo elástico cables
L = longitud protección horizontal tirante
σ = tensión media de trabajo del mismo

produciéndose una variación máxima entre 1.940.000 Kp/cm^2 en los cables largos y 1.950.000 Kp/cm^2 en los cables cortos.

Mucho más significativa fue la corrección efectuada —hasta del 7 por 100— en el área de los tirantes, para tener en cuenta las diferencias entre las longitudes de los mismos en el modelo y las reales entre puntos de anclaje de los mismos en pila y tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Para controlar la difusión de las fuerzas de pretensado y tirantes, aplicados en la viga cajón, a lo ancho de la sección transversal, así como la magnitud de la anchura eficaz de losa colaborante y, por consiguiente, el nivel de los esfuerzos rasantes transmitidos a través de la unión entre pieza prefabricada y losa hormigonada in situ, se realizó un análisis elástico bidimensional mediante desarrollos en series armónicas.

2.1. Análisis de las leyes de sobrecargas

Del análisis espacial se obtuvieron los coeficientes de reparto de los esfuerzos en los dos planos resistentes, bajo la actuación del vehículo pesado de 60 t dispuesto excéntricamente. Dada la pequeña magnitud de la relación ancho/luz del tablero y la apreciable rigidez suministrada por el mecanismo de flexión transversal de las riostras y torsión de las vigas cajón, el reparto transversal obtenido fue bastante aceptable.

70 y 30 por 100 para los flectores positivos en las zonas de centro de vano;
75 y 25 por 100 para los flectores positivos en las zonas próximas a la pila intermedia;
60 y 40 por 100 para los flectores negativos;
65 y 35 por 100 para las tracciones en los tirantes largos;
75 y 25 por 100 para las tracciones en los tirantes cortos, y
65 y 35 por 100 para los flectores en base de pila.

La diferente distribución de reparto entre las zonas centrales del tablero y las próximas a la pila intermedia, se debe a la reducción de la "luz efectiva" a flexión positiva en la zona de cables cortos –más rígida (véase fig. 3)– con el consiguiente aumento de la relación ancho/luz y empeoramiento del reparto. Las flexiones negativas, producidas por el vehículo pesado lejos de la sección de estudio, presentan lógicamente un reparto más equilibrado.

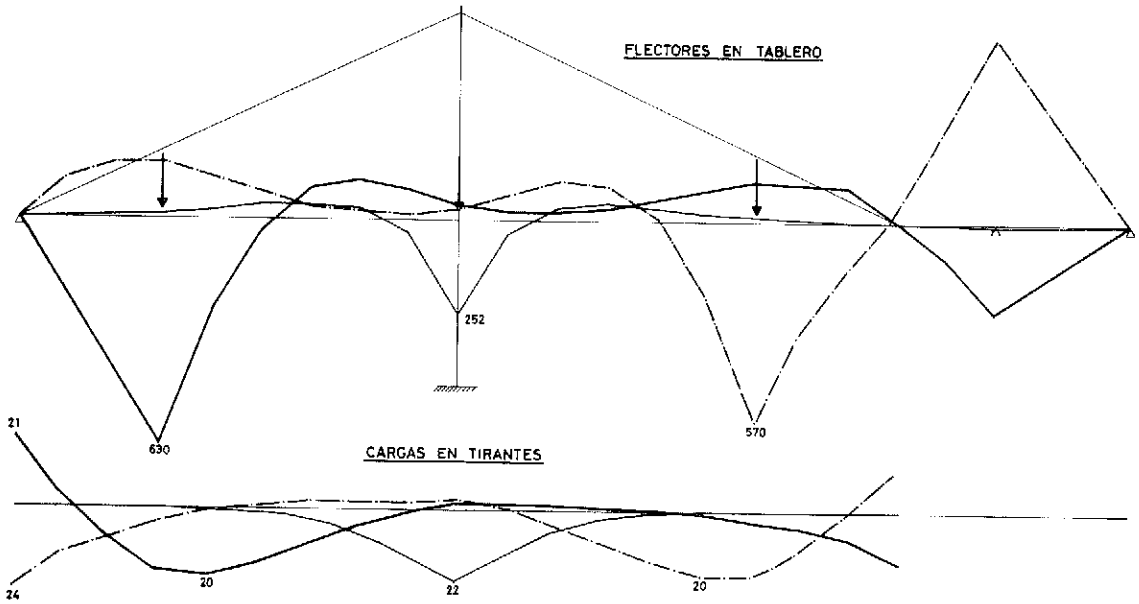


Fig. 3. Leyes esfuerzos vehículo pesado (60 t) en distintas posiciones del tablero (sin reparto).

En la fig. 3 se muestran las leyes de esfuerzos en tablero, pila y tirantes bajo la actuación del vehículo pesado de 60 t posicionado en tres zonas distintas del tablero: centros de ambos vanos y proximidad de la pila intermedia. Como es bien sabido, la respuesta del tablero atirantado se aproxima a la de una viga continua reposando sobre apoyos elásticos en los puntos de anclaje de los tirantes. La rigidez relativa del tablero respecto al sistema de atirantamiento es muy inferior en la proximidad de la pila que en la zona de centro de vano, donde los tirantes son mucho más largos y tendidos y, por tanto, menos efectivos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Como consecuencia de ello, la zona sometida a flexión positiva y tracción en tirantes es mucho más extendida y los momentos flectores más importantes.

La gran esbeltez de la pila no le permite recoger gran parte de la tracción transmitida por los tirantes próximos a la carga puntual, siendo necesaria la colaboración del vano contrario que experimenta flexiones negativas apreciables.

En la fig. 4 se presenta la envolvente de esfuerzos correspondiente al vehículo pesado, donde se vuelven a reflejar las mismas circunstancias.

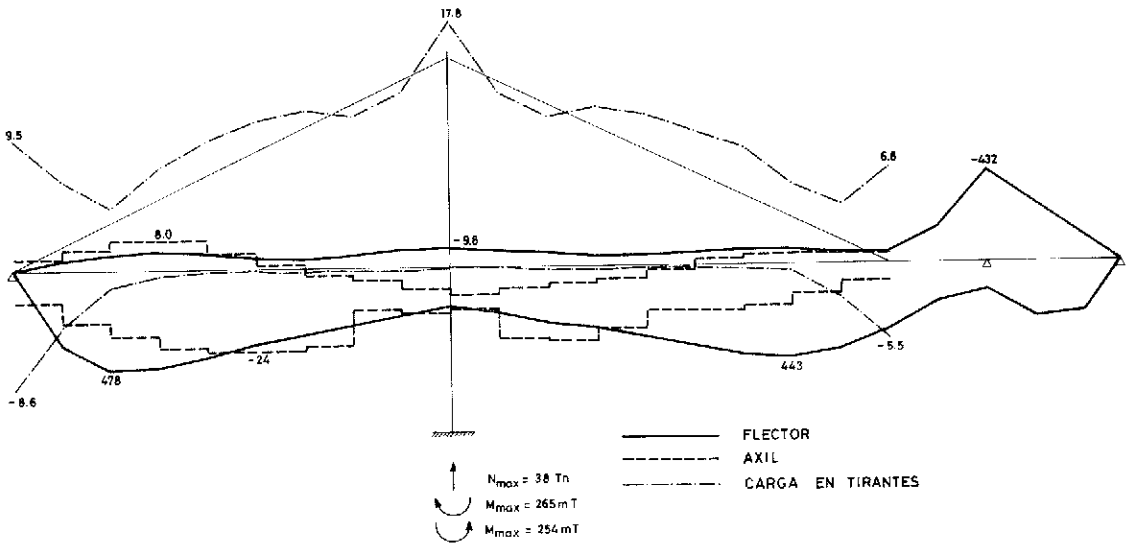


Fig. 4. Envolventes pésimas esfuerzos bajo la actuación del vehículo pesado.

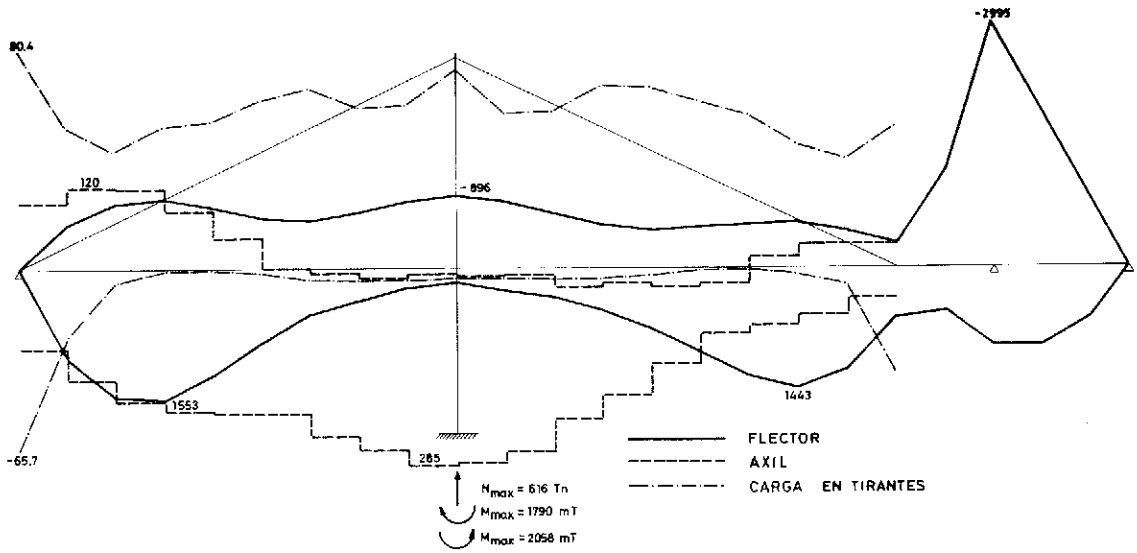


Fig. 5. Envolventes pésimas esfuerzos para la sobrecarga uniforme.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La envolvente de esfuerzos de sobrecarga uniforme (fig. 5) es de mucha mayor entidad. Los flectores positivos del vehículo pesado son del orden del 30 por 100 de los de la sobrecarga, los negativos alrededor del 14 por 100 y los esfuerzos en los tirantes oscilan entre el 10 por 100 en los cables largos y el 25 por 100 en los próximos a la pila, donde la zona de influencia del tablero es menor.

La gran esbeltez de la pila y la relativa igualdad entre vanos, (aspectos ambos determinados por el perfil longitudinal), las condiciones de cimentación y criterios de tipo estético, ya expuestos en el primer artículo de esta serie, reducen algo la eficacia del atirantamiento en las zonas cargadas, dando lugar a sensibles oscilaciones de momentos flectores de uno y otro signo en el tablero, principalmente en el vano corto.

Las flexiones positivas máximas son del mismo orden en ambos vanos. La mayor longitud del vano lado Alicante es compensada por el empotramiento en el vano de compensación y la mayor eficacia del contrarresto por parte del vano corto y del tirante extremo anclado en el punto fijo del estribo.

En la zona próxima a la pila intermedia se observan mayores flexiones negativas, como consecuencia de la mayor rigidez de los tirantes. Al haberse eliminado el apoyo directo del tablero en la pila, se crea un apoyo blando que mantiene dichas flexiones en valores moderados.

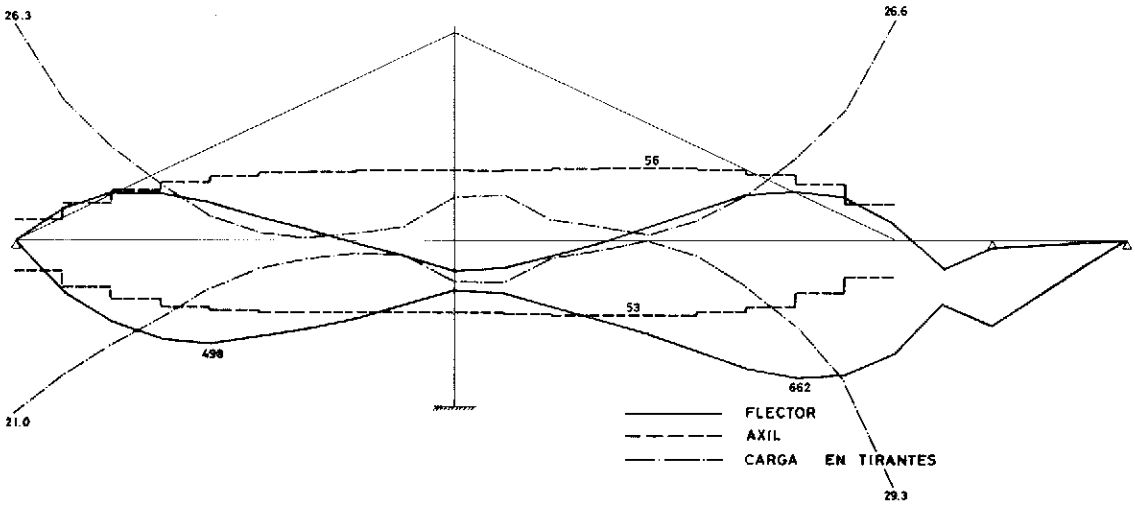


Fig. 6. Envolventes pésimas esfuerzos bajo efectos térmicos.

En la fig. 6 se incluyen las envolventes pésimas debidas a la combinación de efectos térmicos, ya comentada en el apartado 2. Las leyes elementales debidas a cada uno de los efectos estudiados se indican en la fig. 7. Se observa cómo las flexiones en el tablero son en gran parte debidas al gradiente térmico, que produce un estado de tensiones constante, tipo viga continua de muchos vanos, en la mayor parte del mismo. La dilatación uniforme genera a su vez flexiones importantes en centros de vanos, compensadas con flexiones de signo inverso en la zona rígida próxima a la pila, así como un esfuerzo axil casi uniforme en tablero. El gradiente en pila da lugar a esfuerzos de poca entidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

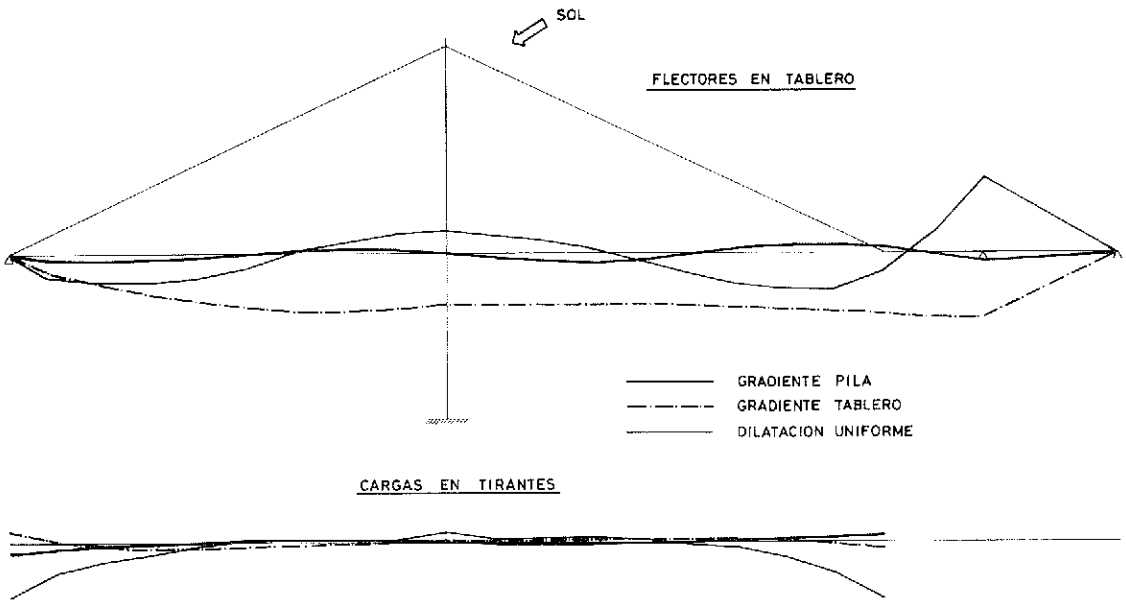


Fig. 7. Leyes de esfuerzos térmicos.

El efecto del viento actuando longitudinalmente sobre la pila y cables, se puede ver en la fig. 8. La flexión de la pila provoca descensos del dintel en el vano de sotavento, donde aparecen flexiones positivas debido a las compresiones en los cables de dicha zona, detectándose el fanómeno contrario en el vano de barlovento. Dado que el tablero posee un único punto fijo en un estribo, se genera una ligera tracción o compresión en el mismo que se acumula en dicho estribo. Los efectos en el tablero y tirantes son, en cualquier caso, de escasa importancia.

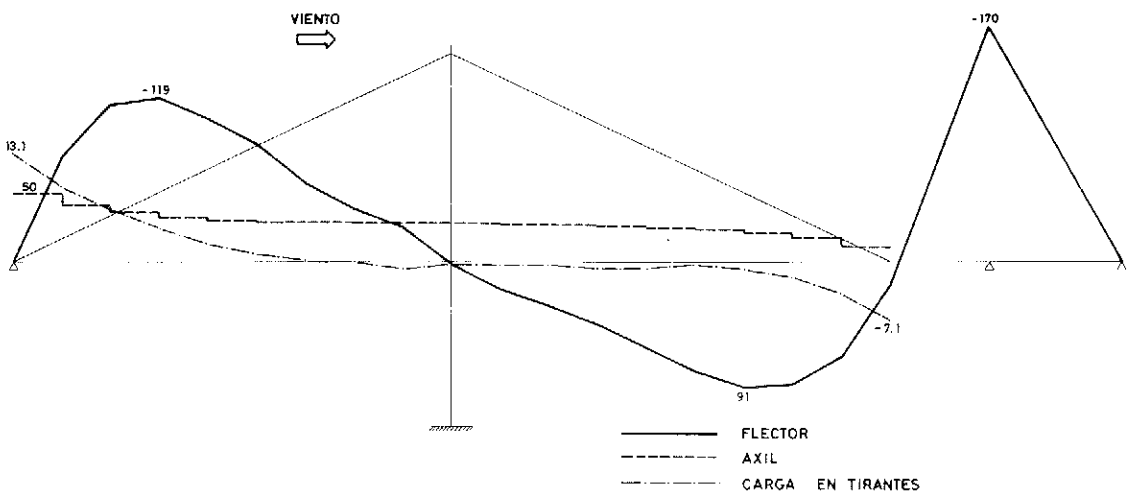


Fig. 8. Leyes esfuerzos para viento longitudinal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

3. ANALISIS DE LA SECCION TRANSVERSAL

3.1. Respuesta frente a viento lateral

Frente al viento actuando transversalmente a la estructura, el tablero responde trabajando en su plano como viga de gran canto apoyada elásticamente en estribos, y pilas principal y secundaria. Dada la gran rigidez de esta viga, las constantes de muelle de los apoyos elásticos deben incluir la deformabilidad transversal del sistema de pilotes. Debido a la sensibilidad de la respuesta de los apoyos a dichas constantes, se escogieron dos valores extremos de las longitudes de empotramiento de los pilotes –flexibles y rígidas– y se tomaron para cada elemento los valores más desfavorables.

La gran concentración de rigidez que suponen las dos vigas cajón en los extremos de la sección transversal, hace que el momento flector de esta viga de gran canto se traduzca en dos fuertes axiles de signos opuestos en ambos nervios. La excentricidad en el punto de aplicación de la resultante del viento lateral produce ligeras torsiones en los cajones, de magnitud poco significativa.

En un principio se pensó el aliviar la respuesta del tablero empotrándolo transversalmente en el estribo fijo. No obstante, el análisis efectuado mostraba un alto grado de concentración de la reacción en dicho estribo. Por otra parte, la propia deformación de la pila principal bajo la acción del viento transversal era del orden del 50 por 100 de la flecha del tablero en dicho punto, supuesta la pila eliminada. Por tanto, el efecto de retención de la pila era bastante reducido, como lo muestra la muy ligera inflexión de la ley de flectores transversales (fig. 9), próxima a la de una viga empotrada-articulada de luz igual a la distancia entre estribos.

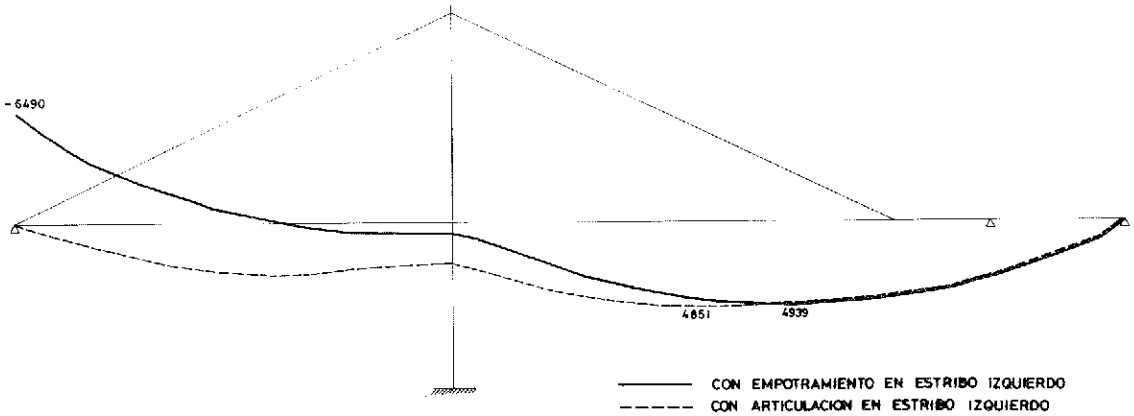


Fig. 9. Ley de flectores en tablero para viento transversal.

La materialización del empotramiento en el estribo encarecía además enormemente el diseño de la junta y pilotaje, por lo que se optó por eliminarlo, permitiendo la libertad de giro. Ello permitió asimismo reducir en un 48 por 100 el valor de la reacción horizontal en dicho estribo, aumentándose en más del doble el efecto de retención en la pila principal (aspecto no grave al ser dimensionante el viento en montaje) y permaneciendo del mismo orden las reacciones en el estribo y pilas de lado opuesto. Los flectores máximos en el tablero no aumentaron, produciendo tracciones máximas de 15 Kp/cm² en los cajones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

3.2. Análisis transversal de la sección en estructura terminada

La discretización utilizada en el análisis espacial del conjunto del tablero resulta, obviamente, demasiado grosera para el estudio local de los restantes elementos de la sección transversal, tales como vigas riostras, viguetas pretensadas y losa in situ (fig. 10).

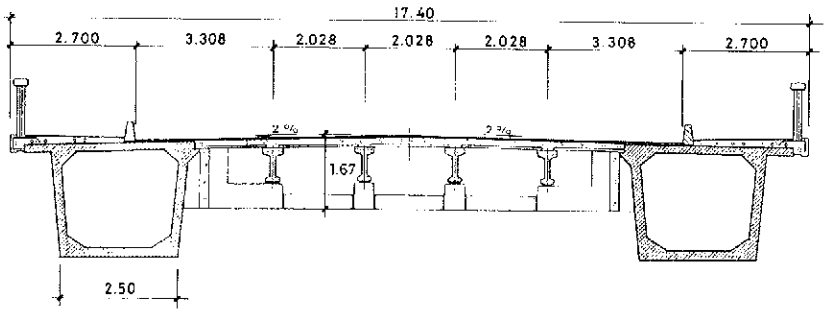


Fig. 10. Sección transversal del tablero.

A los esfuerzos obtenidos en el análisis de sobrecargas uniformes aplicadas en forma de damero, que generan fuertes torsiones en las vigas cajón, acompañadas de flexiones transversales en la losa, es preciso añadir los debidos al paseo del vehículo pesado por la sección transversal. Se estudió asimismo una hipótesis de sobrecarga uniforme extendida estrictamente en la anchura de la riostra, solicitando por tanto la junta entre ésta y la viga cajón.

Estos análisis fueron realizados mediante una serie de emparrillados espaciales, en los que se discretizaron y estudiaron con detalle diferentes módulos de 12 m, correspondientes a las distintas rigideces de los apoyos suministrados por los tirantes adyacentes, cuyas flexibilidades varían a lo largo del tablero, en función de su longitud e inclinación.

3.3. Análisis de los esfuerzos en las vigas riostras, durante el montaje

Alguno de los controles de los elementos de la sección transversal está condicionado por los esfuerzos que aparecen en fases de montaje. Este se realiza de forma muy evolutiva siendo por ello necesario seguir de forma muy precisa las sucesivas etapas de puesta en carga de los distintos elementos de la sección.

El arranque del proceso de avance en voladizo del tablero, constaba de las siguientes operaciones:

- Montaje de la dovela de arranque sobre pila y fijación provisional al travesaño de la pila misma, bloqueando giros transversales y longitudinales y movimientos horizontales y verticales.
- Montaje de la riostra de la dovela de arranque.
- Montaje en voladizo de las primeras dovelas de 12 m a un lado y otro de la pila.
- Colocación de las riostras en los extremos del avance, montaje de las vigas y placas prefabricadas y hormigonado de la losa in situ.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

– Tesado del cable vertical y de las primeras parejas de cables inclinados.

– Desbloqueo del empotramiento provisional de la dovela en el dintel.

La excentricidad de la unión entre riostras y cajones, respecto al eje de torsiones de éstos, da lugar, durante las fases anteriores, a unos torsores no equilibrados que son recogidos por el empotramiento provisional. Una vez rigidizada a flexión transversal la unión riostra cajón y hormigonada la losa superior, se procede al desbloqueo del mismo, con lo que el torsor retenido pone en juego el mecanismo de flexión transversal entre la losa y las diferentes riostras.

Las sucesivas fases de montaje de cada módulo de tablero se realizan según la siguiente secuencia:

– Montaje en voladizo de las semidovelas de 7 m de ambos cuernos izquierdo y derecho.

– Montaje de las semidovelas de 5 m de ambos cuernos, incluyendo el anclaje y sistema de apoyo de tirantes y riostras.

– Montaje de riostra en extremo del cuerno y colocación de vigas y placas prefabricadas.

– Hormigonado de la losa in situ del módulo anterior.

– Tesado inicial de los cables extremos y retesado de los anteriores.

A semejanza de lo ya visto en el avance inicial del tablero, la excentricidad de la unión entre riostras y cajones da lugar a unos torsores en los cuernos de avance, bajo la acción del peso propio de la viga riostra, vigas y placas prefabricadas, que al llegar al módulo anterior experimentan un proceso de filtrado, a través de las sucesivas flexiones transversales de riostras y losas, variable en función de las de la fase de avance.

Como consecuencia de todo ello, el análisis transversal de esfuerzos de peso propio exigió un estudio evolutivo mediante una serie de emparrillados espaciales que fueron reflejando las sucesivas estructuras y puesta en carga, tal y como se desarrollaron en la realidad. Los esfuerzos finales difieren apreciablemente de los obtenidos en un estudio sobre la estructura terminada, principalmente en los primeros módulos del tablero.

4. LA PILA

Transversalmente, la pila trabaja como un marco en forma de "A" con dinteles de gran rigidez relativa frente a los esbeltos fustes. Con ello se consigue un eficaz mecanismo de reparto entre los dos planos de rigidez de los cables, a través de los dinteles de la pila, garantizándose una respuesta correcta frente a sobrecargas excéntricas o antimétricas, y estabilidad aeroelástica del conjunto de la estructura.

Longitudinalmente, en cambio, la pila es una ménsula de gran esbeltez cuyo único arriostramiento en cabeza lo constituye la rigidez suministrada por el conjunto de tirantes y tablero frente a los posibles desplazamientos de la misma.

El análisis de las secciones de pila no ofrece más dificultad que la derivada de un estado de flexocompresión esviada, con gran número de hipótesis de carga. Las flexiones transversales son debidas principalmente a la acción del viento y sismo laterales en fase de servicio y el viento lateral durante las fases de avance en voladizo. Sus valores pésimos son del mismo orden que las flexiones longitudinales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La especial ordenación de los anclajes superiores de los tirantes en la cabeza de pila, punto en el que se puso especial cuidado como ya se comentó en el anterior artículo, daba lugar a la acumulación de torsiones en la zona superior del fuste por efecto de la excentricidad transversal de los planos de anclaje.

La gran esbeltez longitudinal, en cambio, obliga a un análisis preciso de las condiciones de arriostramiento elástico suministrado por los anclajes al terreno durante las fases de avance en voladizo (véase fig. 11), o por el conjunto tablero-tirantes en fase de servicio, ya que la longitud de pandeo es enormemente sensible a las mismas.

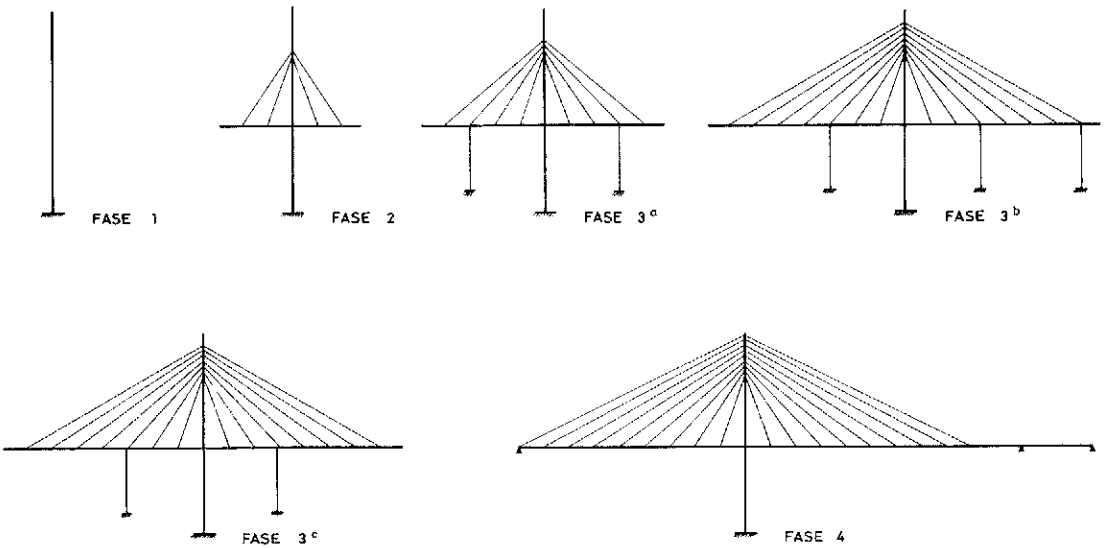


Fig. 11. Diferentes esquemas de anclaje al terreno durante el avance en voladizo.

En función de los diferentes grados de vinculación elástica de la cabeza de pila, se obtuvieron longitudes de pandeo variables entre 2L (antes de anclarse los primeros muertos al terreno) y 0,66L en estructura en servicio. Los anclajes al terreno constituyeron un método muy eficaz de arriostramiento de la cabeza de pila, obteniéndose longitudes de pandeo entre 1,12L (fase 3a) y 0,91L (fase 3c).

5. LOS TIRANTES

5.1. Controles en servicio

Las leyes de esfuerzos en los tirantes bajo la actuación de sobrecargas móviles (uniforme y vehículo pesado), térmicas y viento longitudinal, se incluyen en las figs. 3 a 8, ya comentadas. En la fig. 12 se presentan las envolventes pésimas, máximas y mínimas, en los diferentes cables.

Para cables de hilos paralelos, las normas DIN establecen, como criterio de dimensionamiento, unas tensiones admisibles de:

$$\sigma_{adm} = \text{mínimo}\left(0{,}45\,\sigma_r;\ \frac{2{,}5}{1 \quad 0{,}895\,X}\right), \quad \text{siendo } X = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

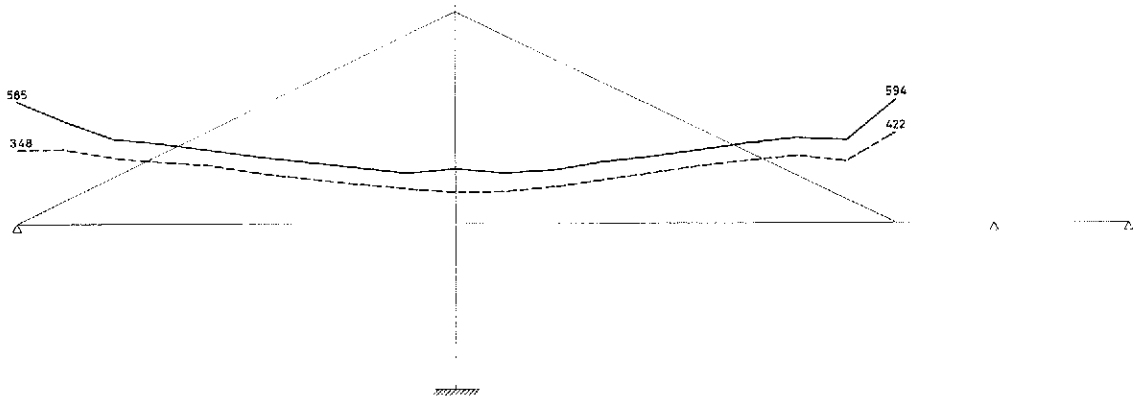


Fig. 12. Envolventes pésimas carga en tirantes.

Del lado de la seguridad, nosotros limitamos las tensiones al valor:

$$0{,}42\ \sigma_r \simeq 8000\ \text{Kp/cm}^2$$

A falta de normativa al respecto, para el control de fatiga se adoptó una solicitación característica definida por:

a) sobrecarga uniforme de 250 Kp/m^2 ;
b) 50 por 100 de la sobrecarga de viento usada en el cálculo;
c) 50 por 100 de la sobrecarga térmica usada en el cálculo.

Con este criterio, ampliamente conservador, solamente los cables números 33 (cable de tiro anclado en estribo) y 42 (cable vertical sobre pila), en los que las oscilaciones de carga eran mayores, resultaron ligeramente condicionados por la fatiga, en su dimensionamiento.

Como control adicional de seguridad se analizó la fatiga según la Norma Británica BS-5400 (parte 10), utilizándose la regla de Palmgrem-Miner para el daño acumulado. Se consideró una vida de la estructura de 120 años y unas intensidades medias de 1,5 millones de vehículos en la vía principal y 1,0 millón en la de velocidad, adoptándose el histograma de frecuencias y pesos de vehículos incluído en la citada norma. Los resultados obtenidos excluían cualquier posible condicionamiento del daño por fatiga en el control de los tirantes, resultado por otra parte usual en este tipo de tableros.

5.2. Esfuerzos de tesado de los tirantes durante el montaje

Dado que el proyectista puede actuar libremente, dentro lógicamente de ciertos límites, sobre las fuerzas de tesado de los tirantes durante la fase de montaje del tablero, la ley de esfuerzos en el mismo, una vez terminada su construcción, puede ser muy variable. No obstante, es bien conocido el hecho de que la fluencia del hormigón tiende con el tiempo a aproximar dichas leyes a las que se obtendrían construyendo y descimbrando el puente de una sola vez sobre apoyos rígidos en los puntos de anclaje de los tirantes. Las posibles ventajas que podrían obtenerse de una ley de esfuerzos bajo carga permanente establecida con el criterio de contrarrestar al máximo las envolventes pésimas de sobrecargas, desaparecen al aparecer oscilaciones del estado de carga permanente por fluencia, que encarecen el pretensado. Así pues, es práctica habitual el reducir dichas oscilaciones al mínimo, para lo cual las tensiones de tesado de los tirantes se establecen de manera que el estado de esfuerzos bajo carga permanente, incluído los pretensados, sea el correspondiente a la viga continua con apoyos rígidos en los anclajes de tirantes.

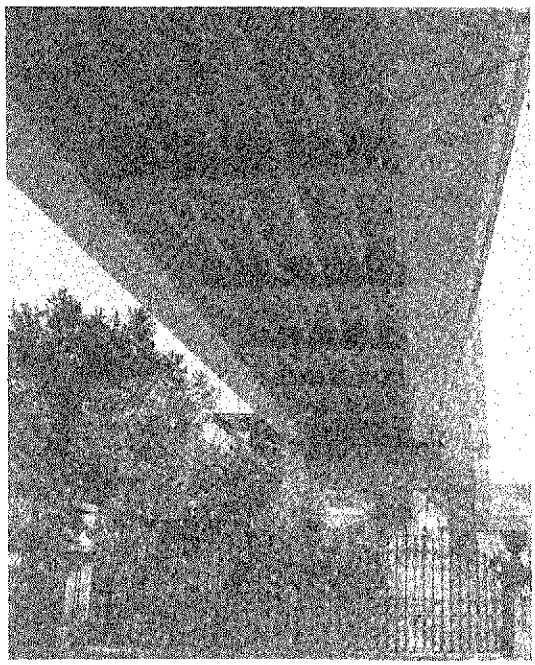
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Por otra parte, es preciso asegurar que durante la fase de avance de voladizo no aparezcan esfuerzos, en el tablero y pila, superiores a los que se producirán con la estructura en servicio. Dado que durante las fases de colocación en voladizo de una nueva dovela y la inmediata puesta en tensión de un nuevo tirante, se producen flexiones muy elevadas de uno y otro signo en las dovelas adyacentes (véase fig. 15), que posteriormente se atenúan por el efecto de apoyo elástico de los tirantes, suele ser conveniente establecer una secuencia de montaje por fases que amortigüe dichas oscilaciones.

En nuestro caso se adoptó la siguiente:

- Avance en voladizo con las dovelas prefabricadas y pretensado provisional de las mismas.
- Colocación del prefabricado ligero (riostra de extremo, vigas y placas prefabricadas), no hormigonándose la losa, con objeto de limitar las flexiones negativas en las dovelas anteriores.
- Hormigonado de la losa del módulo anterior, apoyado ya en tirantes en sus dos extremos.
- Tesado inicial de los nuevos tirantes anclados en el extremo de avance, cuya magnitud se estableció con el criterio de mantener en niveles razonables el pretensado provisional dispuesto.
- Nuevo tesado del par de tirantes anteriores, hasta los valores finales establecidos.

Como consecuencia de los dos últimos tesados, la losa superior recientemente hormigonada adquiría suficiente compresión para hacer frente a la flexión negativa de la nueva fase de avance.



Con objeto de mejorar la respuesta de la estructura durante las fases asimétricas del avance en voladizo, se dispusieron una serie de anclajes provisionales al terreno (fig. 11), de gran efectividad para reducir las flexiones y longitudes de pandeo de la pila, así como las flechas en extremo de avance en tablero y en cabeza de pila. Dichos atirantamientos se fueron eliminando a medida que su presencia dejaba de ser necesaria. Sus tensiones iniciales se fijaron con el criterio de evitar su puesta en compresión en cualquiera de las hipótesis de montaje.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Así pues, el sistema de ecuaciones planteado con objeto de conseguir el estado final de esfuerzos de carga permanente deseado, comportaba las siguientes incógnitas:

- Incremento de tesados finales de los cables, respecto a los tesados iniciales aplicados.
- Corrección final de dos reacciones (horizontal y vertical) en estribos.
- Valores de las fuerzas de destesado de los anclajes al terreno.
- Valor de la fuerza de desbloqueo de la vinculación provisional longitudinal entre pila y tablero.

Una vez cerrada la estructura se estableció un nuevo retesado de ciertos tirantes, con objeto de contrarrestar las flexiones positivas que aparecían a tiempo infinito en las zonas de centro de vano como consecuencia del acortamiento del dintel por fluencia y retracción (véase apartado 7).

6. CONTROL SISMICO

Dada la ubicación de la obra en una zona de alta sismicidad fue necesario estudiar con especial detalle la respuesta de la misma frente a solicitaciones de carácter sísmico. En un trabajo anterior publicado en esta misma revista (ref. 2) se explicó con detalle el estudio dinámico realizado por uno de los autores de este artículo durante el proyecto de este puente.

Una vez establecidas las condiciones reales de cimentación de la obra y, en particular, las longitudes de empotramiento de los pilotes en el estribo fijo, se repitió nuevamente el estudio del proyecto para controlar la influencia de las nuevas condiciones de sustentación frente a las supuestas en el proyecto.

El análisis realizado obtuvo valores prácticamente idénticos para los períodos y modos principales de vibración longitudinal y transversal. La única diferencia detectada fue la desaparición de los modos 7 y 9 correspondientes a la oscilación longitudinal de pila y tablero [véase ref. (2)] que, como consecuencia de su alta rigidez y bajos períodos, daba lugar a fuerzas longitudinales importantes solicitando el estribo fijo y su vinculación al tablero. La flexibilización del punto fijo suministrada por el pilotaje, supuso una drástica y favorable reducción de las fuerzas horizontales transmitidas a estribo y laderas que podrían estimarse en valores comprendidos entre el 27 y 35 por 100 de los obtenidos en proyecto.

7. ANALISIS EVOLUTIVO DEL PROCESO DE MONTAJE DEL TABLERO. ESTUDIO DE LA FLUENCIA Y RETRACCION DEL HORMIGON

El control preciso del proceso real de montaje del tablero fue realizado con ayuda del programa DIFEV, puesto a punto por uno de los autores de este artículo. Se trata de un modelo de análisis completamente general [cuyos fundamentos fueron ya presentados en esta misma publicación (ref. 3)] que permite realizar el seguimiento preciso de los complejos montajes evolutivos frecuentes en este tipo de tableros. Concretamente, en nuestro caso:

- Generación evolutiva de la sección transversal definitiva de cada dovela, compuesta por varias secciones intermedias: sección cajón prefabricada, losa superior hormigonada in situ, armaduras pretesas del prefabricado, armaduras postesas con inyección posterior a su puesta en carga y armaduras pasivas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Dichas secciones intermedias corresponden a materiales diferentes (aceros activos, pasivos y hormigones de diferente calidad), con comportamientos reológicos y edades de hormigonado y puesta en carga distintas.

– Incorporación de un modelo reológico, dentro de los límites de la teoría de viscoelasticidad lineal, estructurado según las directrices del CEB-FIP, que permite analizar las complejas redistribuciones diferidas que se van produciendo a lo largo del proceso de montaje y posteriormente sobre la estructura ya cerrada, entre las distintas partes de la sección transversal y entre las distintas secciones de la estructura, como consecuencia de la evolución y modificación de los esquemas resistentes de la misma.

– Consideración de las constantes elásticas reales de los hormigones, así como de los ritmos de crecimiento de los mismos, en función de los datos obtenidos con los ensayos realizados.

– Incorporación de la matriz de rigidez propia de los cables de pretensado provisional, vinculados a las secciones únicamente en los puntos en anclaje.

– Control automático de las diferentes y complejas operaciones realizadas durante el montaje:

- creación de apeos en vano de acompañamiento.
- bloqueo provisional de la dovela de arranque.
- vinculación provisional entre pila y tablero, en sentido longitudinal, hasta el cierre de la estructura.
- eliminación, en su momento, de las vinculaciones anteriores.
- ajustes finales de las reacciones en los estribos.
- retesados y ajustes de tensión de tirantes y cables de pretensar todavía no inyectados.
- eliminación de tirantes anclados al terreno y de cables de pretensado provisional.
- movimientos impuestos por corrección de reacciones.
- contragiros realizados en el momento de incorporación de nuevas dovelas, para corregir alineaciones.
- operaciones de conexión entre el frente de avance en voladizo y el vano de acompañamiento apeado.
- etc.

El control evolutivo del montaje permitió:

a) Controlar las deformaciones previstas en el proyecto, obtenidas mediante el conocido proceso de "desmontaje" de la estructura a partir de la situación y deformada final deseados.

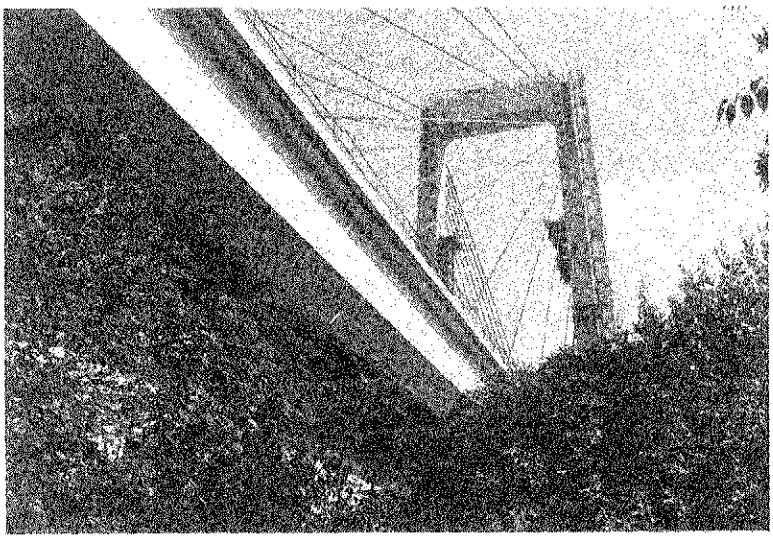
El control evolutivo mediante nuestro programa, permitió seguir paso a paso el montaje real, considerando los pesos puestos verdaderamente en obra, los niveles de tesado obtenidos en los cables, las pequeñas variaciones e incidencias no previstas en el esquema teórico de montaje, etc., detectándose el origen y transcendencia de las posibles diferencias observadas y, lo que es más importante, el grado de incidencia de las mismas sobre la deformada y esfuerzos finales de la estructura, una vez producidas las redistribuciones.

b) Estudiar la influencia de variaciones sensibles en los módulos de elasticidad de los materiales, respecto a los valores previstos en el proyecto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En éste, los módulos de elasticidad de los diferentes hormigones se estimaron a partir de las expresiones previstas en las normas españolas: $E_c' = 19.000 \sqrt{f_{ck}}$. Los resultados obtenidos en los ensayos realizados (tema que se tratará con detalle en el último artículo de la serie) dieron resultados bien diferentes, tal y como se puede apreciar en el cuadro adjunto:

Hormigón	*f_{ck} (Kg/cm²) (28 días)*	*E_{cm} (28) (Kg/cm²) EH-82*	*E_{cm} (28) (Kg/cm²) CEB*	*E_{cm} (28) (Kg/cm²) Ensayos*
Pila	H-350	355457	332822	330000
Losa in situ	H-250	300416	304715	350000
Dovela prefabricada	H-450	403051	356846	305000



El hormigón de la pila se aproximó correctamente con la expresión del CEB. La anomalía en el hormigón de la losa se explica fácilmente por el hecho de que el hormigón realmente ejecutado fue un H-350. En cuanto a las dovelas prefabricadas, se obtuvo un módulo sensiblemente bajo, incluso alejado de la estimación del CEB, que a nuestro juicio (ref. (3)) es mucho más ajustado que la española para hormigones de alta calidad. Esta situación es frecuente en hormigones prefabricados, de altas resistencias, cuyos Ec no se aproximan correctamente con las expresiones de la Norma Española.

Dada la disparidad existente entre los módulos elásticos reales y los previstos en el proyecto, se procedió a resolver nuevamente el sistema; lo que permitió estimar los tesados correctos que había que aplicar durante el proceso de montaje.

En cualquier caso conviene señalar que las diferencias obtenidas no eran importantes, a pesar de las sensibles variaciones en las rigideces. Asimismo, una comparación entre los esfuerzos obtenidos durante el montaje (fig. 13), muestra que las diferencias no son significativas, pudiendo estimarse, para el estado de carga permanente, en valores inferiores al 2 por 100 en las tensiones en los tirantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

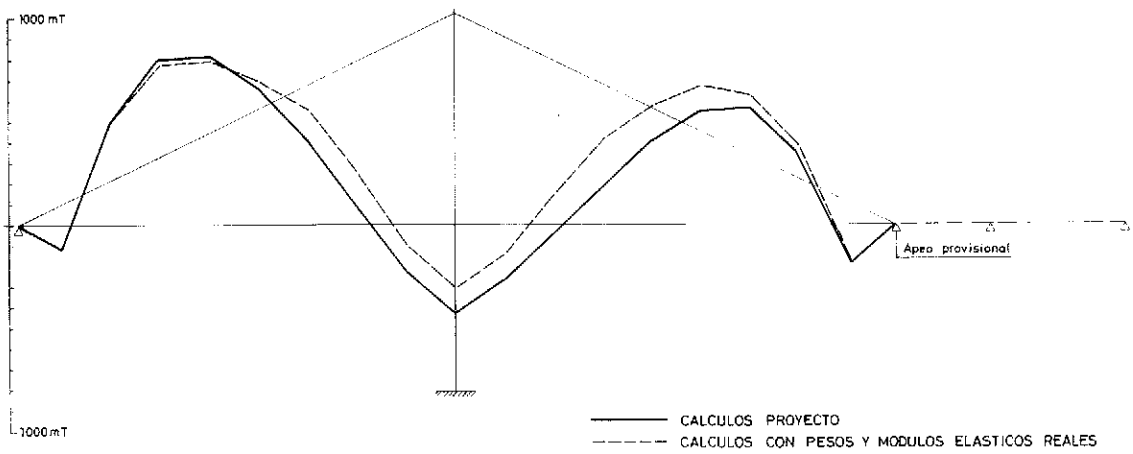


Fig. 13. Flectores en tablero al término de la fase avance en voladizo.

En cambio, las diferencias en deformaciones eran mucho más importantes, tal y como se puede apreciar en la fig. 14. Las flechas durante el avance detectan pues, con claridad, cualquier anomalía o divergencia respecto a los valores de proyecto, mucho antes de que den lugar a variaciones sensibles en las magnitudes de los esfuerzos.

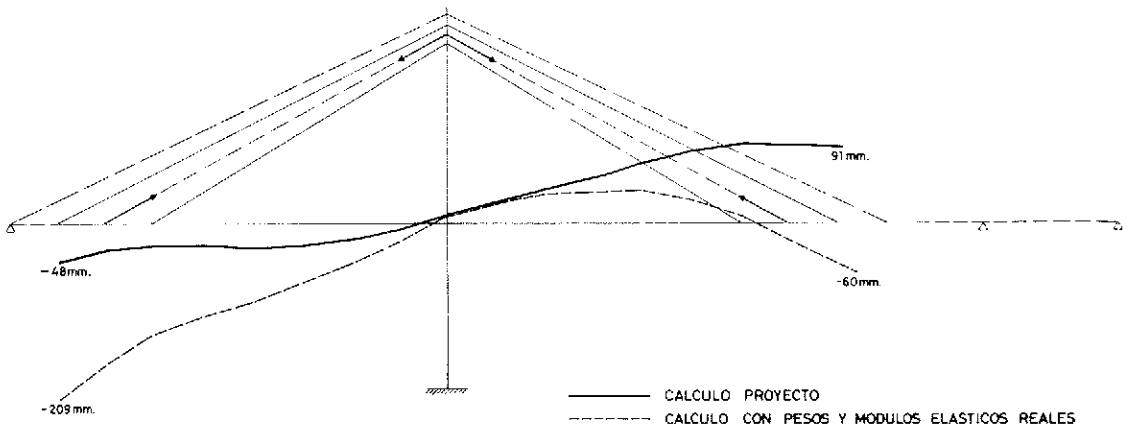


Fig. 14. Deformada tablero en fases avanzadas del montaje.

c) Seguimiento preciso de las deformaciones y esfuerzos en cada una de las fases parciales del montaje, permitiendo el control paso a paso con las mediciones efectuadas en obra.

Dada la importancia de los efectos térmicos en las flechas en el extremo de avance, las nivelaciones se efectuaban sistemáticamente a primera hora de la mañana, antes de que el soleamiento sobre tablero, pila y tirantes ocultara el estado neutro de la deformada. No obstante, dado el elevado número de operaciones que había que realizar y la rapidez del montaje, muchas de las medidas parciales entre fases tuvieron que realizarse a lo largo de la jornada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El programa permitía por ello modificar el estado de esfuerzos y deformaciones neutro al final de cada etapa, en función de una serie de parámetros térmicos:

- gradiente en pila,
- temperaturas medias en pila, tablero y tirantes,
- gradiente en tablero.

Dichos parámetros, a los que podía asimismo asignarse valores diferentes en distintas zonas de la estructura en función de sus grados de soleamiento, se estimaban a partir de los datos suministrados por los sensores térmicos instalados. El tema se verá con más detalle en el próximo artículo.

A modo de ejemplo, en la fig. 15, se incluyen las leyes de esfuerzos y movimientos, en las distintas etapas de montaje, de una de las últimas dovelas, cuyo análisis se descompuso en las siguientes operaciones:

- montaje de las semidovelas 3 y 16, de 7 m de longitud.
- montaje de las semidovelas 3 y 16, de 5 m de longitud,
- pretensado provisional de las mismas,
- montaje prefabricado ligero (riostras, placas y viguetas),
- sustitución de parte del pretensado provisional anterior por definitivo,
- hormigonado de las losas de las dovelas anteriores, números 4 y 15,
- tesado inicial tirante número 35,
- tesado inicial tirante número 49,
- retesado final tirante número 36,
- retesado final tirante número 48,
- anclaje al terreno del muerto número 56,
- eliminación del anclaje al muerto número 55.

Como se puede observar, en las últimas fases del avance las oscilaciones de flechas y esfuerzos, como consecuencia de la puesta en carga de nuevas piezas y del tesado de nuevos tirantes eran de gran magnitud.

Las oscilaciones en la tensión de los cables próximos eran también muy elevadas por lo que, a pesar de reajustarse el módulo elástico tangente de los mismos al final de cada etapa, fue preciso realizar un cálculo no lineal interativo dentro de cada fase, a partir del montaje de la dovela número 7.

d) Finalmente, estimar los efectos de las redistribuciones diferidas por fluencia, retracción y relajación a tiempo infinito. A pesar de que el sistema de ecuaciones resuelto permitió lograr (salvo las aproximaciones introducidas por las ligeras modificaciones de pesos y tesados durante el montaje) un estado de carga permanente muy próximo al de viga continua sobre apoyos rígidos, siguen existiendo efectos diferidos de cierta entidad, como consecuencia del acortamiento del dintel por fluencia y retracción.

Dicho acortamiento, de unos 15 cm a partir de la puesta en obra de la totalidad de la carga permanente, da lugar a unas pérdidas de tensión en los cables más largos y lejanos al punto fijo. Como consecuencia de ello se produce un incremento de la flexión positiva en la zona de centro de vano, una reducción ligera de la flexión en la pila y una redistribución de las reacciones, más sensible en la zona del vano de acompañamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

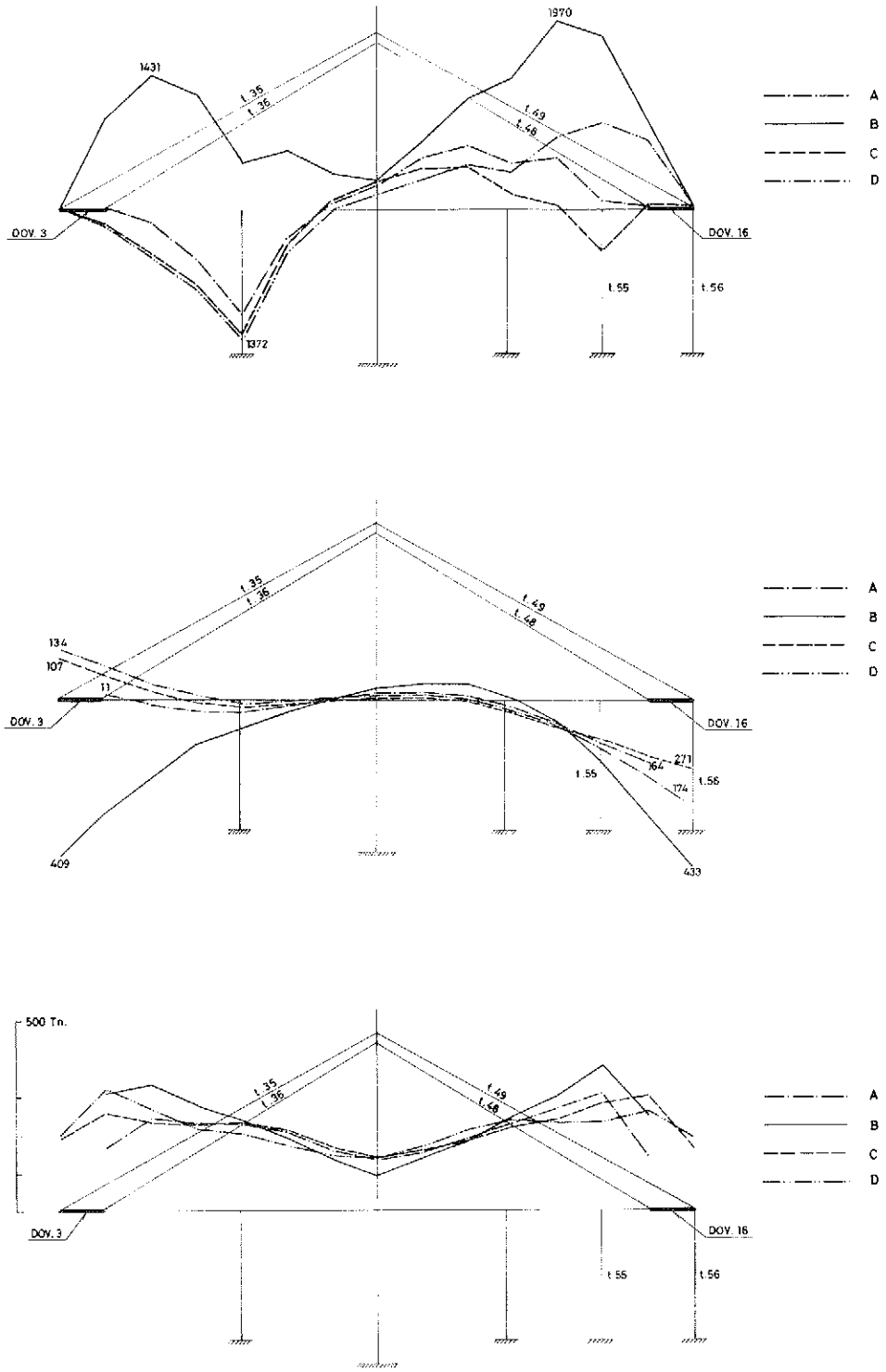


Fig. 15. Leyes de esfuerzos y deformaciones del tablero en las distintas fases de montaje de las dovelas 3 y 16.
Curva A: Estado previo fin fase anterior.
Curva B: Después montaje dovelas 3 y 16 y hormigonado de las dovelas 4 y 15.
Curva C: Después tesados cables 35 y 49 y retesados de 36 y 48.
Curva D: Después puesta en tensión anclaje al terreno 56 y eliminación anclaje 55.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En la fig. 16 se presentan las leyes de esfuerzos de dichas redistribuciones. En dichas curvas se incluyen, lógicamente, sólo los efectos diferidos desde el momento de aplicación de la carga muerta, sensiblemente inferiores a los totales ya que gran parte de ellos se desarrollan durante el montaje de la obra, traduciéndose principalmente en ligeras variaciones de flechas.

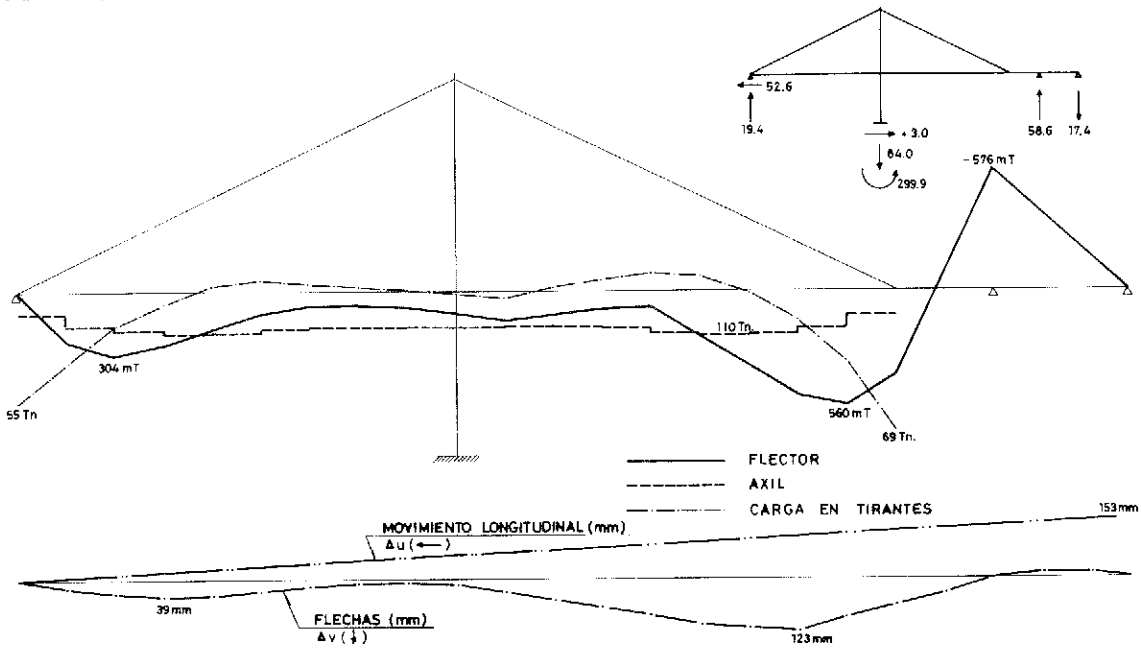


Fig. 16-a. Leyes de esfuerzos y deformaciones diferidas sobre estructura terminada.

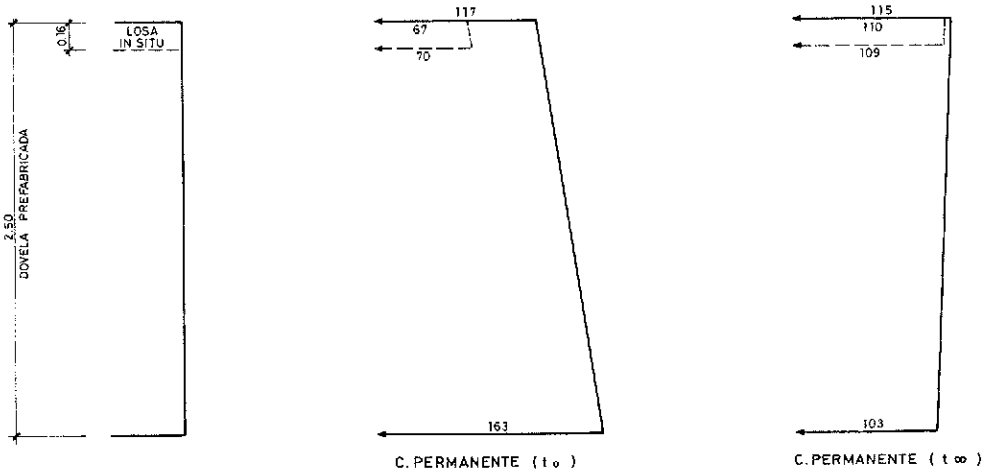


Fig. 16-b. Redistribuciones de tensiones en una sección centro vano.

REFERENCIAS

1. José A. Fernández Ordoñez, Julio Martínez Calzón, Francisco Millanes Mato, Angel Ortiz Bonet, Javier Marco Ventura. "Puente Fernando Reig sobre el río Barxell, en Alcoy". Hormigón y Acero n° 161. 1986.
2. Francisco Millanes Mato. "Análisis dinámico frente a acciones sísmicas del futuro puente atirantado sobre el río Barxell, en Alcoy (Alicante)". Hormigón y Acero n° 155. 1985.
3. Francisco Millanes Mato. "Un método general de cálculo para el seguimiento de la historia tenso-deformacional en tableros de puente construidos de forma evolutiva". Hormigón y Acero n° 156. 1985.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

intecsa
INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS S. A.

Domicilio: Orense núm. 70; 28020 MADRID
Tléfs. 270 35 06 - 270 41 05 - Telex 22473 INTSA-E

INTECSA, creada en 1965, cuenta con la experiencia nacional e internacional de haber trabajado en más de treinta países

SERVICIOS OFRECIDOS

ESTUDIOS DE VIABILIDAD Y LOCALIZACION
ANTEPROYECTOS-PROYECTOS-INGENIERIA BASICA Y DE DETALLE
GESTION DE COMPRAS-INSPECCION Y ACTIVACION
BASES PARA CONTRATACION DE OBRAS, INSTALACIONES Y MONTAJE
DIRECCION Y SUPERVISION DE OBRAS-PRUEBAS DE RECEPCION
SUPERVISION Y PUESTA EN MARCHA DE INSTALACIONES
PLANTAS LLAVE EN MANO

CAMPOS DE ACTIVIDAD

PUENTES Y ESTRUCTURAS
PUERTOS Y COSTAS
TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
ORDENACION DEL TERRITORIO
ECOLOGIA Y MEDIO AMBIENTE
ESTUDIOS ECONOMICOS
ESTUDIOS Y APROVECHAMIENTOS DE RECURSOS ENERGETICOS E HIDRAULICOS
AGRONOMIA, SELVICULTURA Y PESCA
INDUSTRIAS ALIMENTICIAS
INDUSTRIAS QUIMICAS
SIDEROMETALURGIA E INDUSTRIAS DE TRANSFORMACION

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

HUARTE Y CIA, S.A. Departamento Técnico.— Profesor Waksman, 14. 28036 Madrid.
IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.— Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.— Referencia 8501. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).- Avda. de Burgos, 11. 28036 Madrid.
IBERING, ESTUDIOS Y PROYECTOS, S.A.— Plaza Gala Placidia, 5-7. 08006 Barcelona.
INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.— Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYPSA).— General Díaz Porlier, 49-51. 28001 Madrid.
INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A. (IDASA).— Pérez Cepeda, 5 y 7. 15004 La Coruña.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE PUENTES Y ESTRUCTURAS. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Dirección General de Carreteras.— P° de la Castellana, 67. 28071 Madrid.
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 - 7°. 28008 Madrid.
PACADAR, S.A.— Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
PRENSOLAND, S.A.— Calle Industria, s/n. 08529 Sant Marti 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).
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. (SEGECSA).— Estébanez Calderón, 3 - 1° 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

atep

asociación técnica
española del pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025