hormigón y ACERO

nº 184

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

INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION
EDUARDO TORROJA (C.S.I.C.)

COLEGIO DE INGENIEROS DE
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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:

AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.—Raimundo Fernández Villaverde, 43. 28003 Madrid.
ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).—Orense, 10. 28020 Madrid.
ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.—Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.ª, mód. 4-7. 41007 Sevilla.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
CAMARA, S.A.—Apartado 180. 36080 Pontevedra.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.—Grijalba, 9. 28006 Madrid.
CEMENTOS MOLINS, S.A.—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS (CEDEX). Gabinete de Información y Documentación.—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.A., C.T.T., S.A.—Aribau, 185. 08021 Barcelona.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Almagro, 42. 28010 Madrid.
COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.—Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Centro de Documentación.—Buen Pastor, 5. 08021 Barcelona.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.—Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
COL. LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.—Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Federico Salmón, 13. 28016 Madrid.
CONSULTECO, S.L.—Pintor Lorenzo Casanova, 26. 03003 Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Ayala, 42. 28001 Madrid.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Orense, 81. 28020 Madrid.
DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.—Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).
ECHO.—De Hoeven, 15. B-3530 Houthalen (Bélgica).
EMESA-TREFILERIA, S.A.—Apartado 451. 15080 La Coruña.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI). Departamento Obras Especiales.—Padilla, 46. 28006 Madrid.
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.—Cardenal Spínola, s/n. Edificio E. 28016 Madrid.
ESCUELA POLITECNICA SUPERIOR DEL EJERCITO. Departamento de Infraestructura.—Joaquín Costa, 6. 28006 Madrid.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.
ESTEYCO, S.A.—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A. (EPTISA).—Arapiles, 14. 28015 Madrid.
EUROCONSULT, S.A.—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
FERROVIAL, S.A.—Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.

(Continúa en el int. de contraportada)

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA (C.S.I.C.)

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

COMITE DE REDACCION

Director:
PIÑEIRO, Rafael

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

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

hormigón y acero

nº 184

3.er trimestre 1992

CUOTAS ANUALES

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

La Asociación, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún articulo y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

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

APARTADO 19.002 - 28080 MADRID - ☎ 302 04 40

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

hormigón y acero n. 184

índice

Págs.

457-0-172 **Diseño asistido por ordenador para el anteproyecto de puentes losa de hormigón pretensado** **9-22**
Conception assistée par ordinateur de ponts dalles en béton précontraint.
Computer aided design of prestressed concrete slab bridges.
A.C. Aparicio; J.R. Casas y G. Ramos.

457-0-173 **Armado de las alas de las vigas de sección en T** **23-39**
Armature transversale dans la membrure des poutres de section en T.
Transverse reinforcement in the flanges of T-beams.
A. Páez y J. Díaz del Valle.

457-9-37 **La evaluación y gestión de estructuras en servicio: ¿Un arte o una técnica?** **41-50**
L'évaluation et la gestion des structures existantes. Art ou technique?
The evaluation and management of existing structures: Art or technique?
J.R. Casas y J.A. Sobrino.

457-9-38 **¿Somos capaces de evaluar correctamente la seguridad de un puente existente? Aplicación al caso de un puente de hormigón pretensado** **51-66**
Sommes nous capables d'évaluer correctement la securité d'un pont existant? Etude d'un pont en béton précontraint.
Are we able to correctly evaluate the safety of an existing bridge? Reliability analysis of a prestressed concrete bridge.
J.A. Sobrino y J.R. Casas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Págs.

591-2-246 **El pretensado exterior en puentes de hormigón: dos perspectivas de una misma técnica** **67-76**
La précontrainte extérieur en ponts en béton: deux perspectives d'une même technique.
External prestressing in concrete bridges: two points of view of the same technique.
G. Ramos y A.C. Aparicio.

591-9-48 **El proyecto ejecutivo y la construcción de la torre de Collserola** **77-112**
Le project final et le système constructive de la tour de Collserola.
Final design and construction method of the Collserola tower.
J. Martínez Calzón y M. Juliá Vilardell.

685-9-2 **Los materiales compuestos en el sector de la construcción. II. Materiales con matriz polimérica** **115-123**
Les matériaux composites dans le secteur de la construction. II. Matériaux à matrix polymerique.
Composite materials in building and civil engineering. II. Materials with polymeric matrix.
V. Sánchez Gálvez y M. Laura Sánchez Paradela.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

SONDEOS, ENSAYOS E INFORMES GEOTECNICOS

CONTROL DE PROYECTO

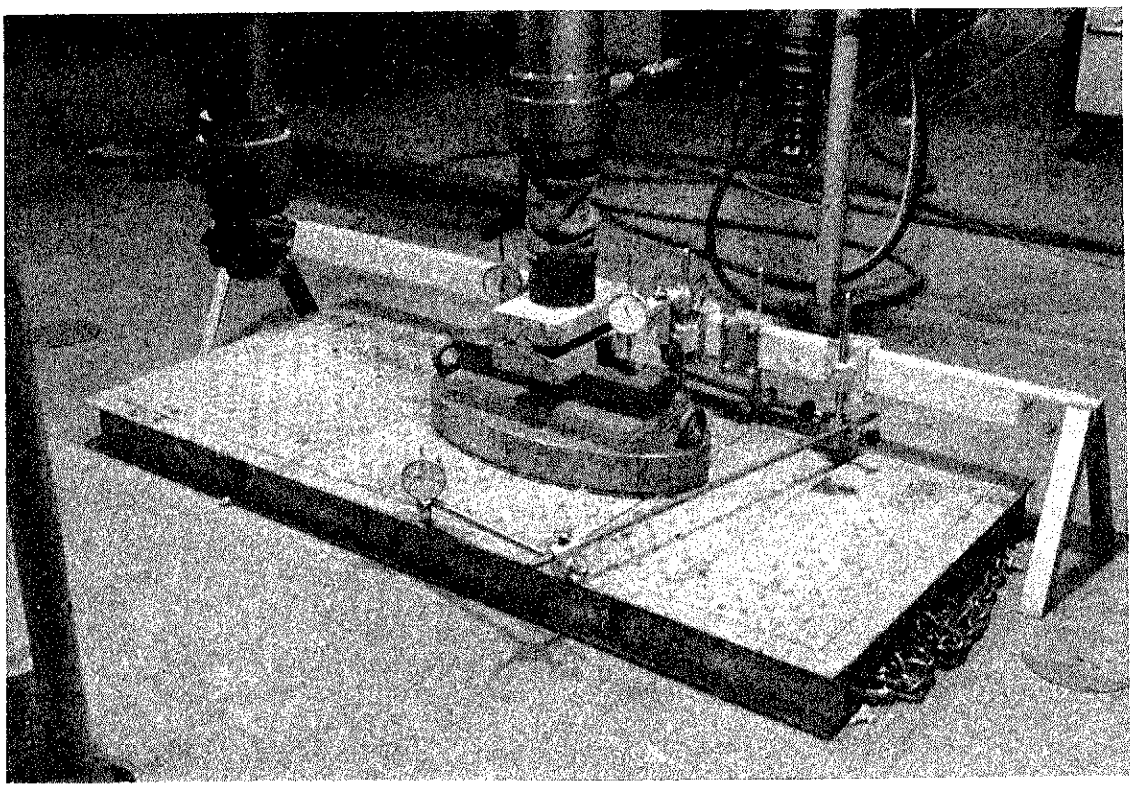
INFORMES DE PATOLOGIA Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PUBLICAS
EDIFICACION
INSTALACIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

GARANTIA DE CALIDAD

CONTROL DE OBRA



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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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

ESPAÑA

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

UNIVERSIDAD DE OVIEDO. Biblioteca Universitaria.—Oviedo.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.—Valencia.
VIGUETAS MUBEMI.—Torrente (Valencia).
VISANFER, S.A.—Totana (Murcia).
VORSEVI, S.A.—Ingeniería y Control de Calidad.—Sevilla.

EXTRANJERO

ABCP/LIBRIS.—EBSCO.—Río de Janeiro (Brasil).
ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
BIBLIOTECA DEL DIPARTIMENTO DI ENGEGNERIA STRUCTURALE.—Politécnico d'Torino: Torino (Italia).
COLTENSA, S.A.—Santa Fé de Bogotá. D.C. (Colombia).
CONSULBAIRES. INGENIEROS CONSULTORES, S.A.—Buenos Aires (Argentina).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.—Luanda (República Popular de Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.—Lima (Perú).
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE.—Lisse (Holanda).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO. Biblioteca.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO. Biblioteca Central.—Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.—Mayagüez (Puerto Rico).

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 23/11/2026

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

1. CONDICIONES GENERALES

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

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

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

2. PRESENTACION DE ORIGINALES

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

2.1. Título

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

2.2. Resumen

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

2.3. Gráficos y figuras

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

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

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

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta la reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Podrán presentarse en copias de papel opaco negro o en color, en negativo, o en diapositivas. Se tendrán en cuenta las normas sobre tamaño de rótulos y leyendas dadas en el punto 2.3 anterior. Irán numeradas correlativamente y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

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

2.6. Unidades

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

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

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

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

Cualquier expresión que, por su complejidad, pueda dar lugar a interpretaciones equivocadas, se presentará manuscrita. Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la ℓ y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

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

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

Referencias de artículos publicados en revistas

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

Referencias de libros

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

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Diseño asistido por ordenador para el anteproyecto de puentes losa de hormigón pretensado

Angel C. Aparicio Bengoechea
Juan R. Casas Rius
Gonzalo Ramos Schneider
Departamento de Ingeniería de la Construcción
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona

1. INTRODUCCION

En este artículo presentamos la continuación natural del trabajo referenciado en (1) que ha sido igualmente financiado por el Servicio de Puentes y Estructuras de la Dirección General de Carreteras del M.O.P.T. Expondremos, detenidamente, la ampliación del sistema experto a los puentes losa de hormigón pretensado —fundamentalmente el diseño de tableros, pilas y aparatos de apoyo— al tiempo que recogeremos, sucintamente, los aspectos de proyecto comunes con los tableros de vigas, con el objeto de que el artículo resulte completo en sí mismo.

Recordaremos aquí que el objetivo final del sistema de diseño automático es la definición completa del puente proyectado —superestructura, tablero, apoyos, pilas, estribos y cimentaciones—, tanto desde el punto de vista geométrico como constructivo y económico, y ello basado en tres módulos independientes de hipótesis, que pueden definirse por el usuario y que se refieren a:

i) Utilización de cualquier tren de cargas para puentes de carretera.

ii) Utilización de diversas calidades de materiales y coeficientes de seguridad para cada elemento del puente.

iii) Utilización de distintos criterios de verificación y dimensionamiento, según la normativa empleada.

Con el objeto de tener siempre una referencia, el programa considera, a falta de una definición específica por el usuario, las siguientes hipótesis: tren de cargas definido en la vigente instrucción de acciones (2), calidades de materiales y coeficientes de seguridad típicos de este tipo de tableros y, en cuanto a verificación y dimensionamiento, emplea la vigente normativa nacional (3) y (4) relativa a estructuras de hormigón.

2. DESCRIPCION GENERAL DEL PROGRAMA

Como comentábamos en (1), el criterio general seguido ha consistido en diseñar el paquete informático con una estructura modular, en la idea de que cada módulo pueda funcionar enlazado con todos los anteriores o de forma independiente. Cada uno de estos módulos procede a realizar el diseño de uno de los elementos estructurales o funcionales del puente. De esta manera se puede llevar a cabo el anteproyecto de un puente completo o el de alguna de sus partes (tablero, pilas, etc...), pudiendo, además, modificarse cada una de ellas por separado.

Los módulos de que consta el programa son los siguientes:

—Módulo de hipótesis.

—Módulo de diseño de tableros de puentes losa.

—Módulo de diseño de juntas y aparatos de apoyo.

—Módulo de diseño de pilas para tableros losa.

—Módulo de diseño de estribos.

—Módulo de diseño de cimentaciones.

—Módulo de mediciones de materiales y medios auxiliares.

—Módulo de valoraciones y presupuesto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

3. PROYECTO DEL TABLERO

3.1. Aplicabilidad

El sistema de diseño automático está concebido para el proyecto de tableros de las siguientes características:

i) Sección transversal losa, de diferentes morfologías, con canto constante o variable.

ii) Esquema longitudinal de uno o varios vanos continuos, limitada la longitud total del tablero a 120 m.

iii) El procedimiento constuctivo supuesto es el de hormigonado sobre cimbra dispuesta en toda la longitud del puente.

iv) Número máximo de vanos limitado a 5.

v) Luces máximas de vano variables con la tipología, pero, en cualquier caso, limitadas a 45 m.

vi) Anchuras de plataforma variable entre 6 y 24 metros, según tipología transversal.

vii) Cualquier trazado en planta con tratamiento simplificado de su problemática estructural.

3.2. Entrada de datos

La entrada de datos consiste en:

a) Datos generales del tablero: número de vanos y anchura total del mismo.

b) Datos de la superestructura: ancho de aceras, tipo de barrera, etc...

c) Datos sísmicos.

d) Luces de los vanos (máx. 40 ó 45 m.).

e) Datos referentes a la geometría en planta (radios, esviajes).

f) Datos referentes a los apoyos.

Los datos referentes a los apoyos indican el número de aparatos de apoyo por línea de soporte. Si se introduce el valor 1, se indica que dicho apoyo es único, mientras que, si se introduce 0, el apoyo es múltiple, y, consecuentemente, indica empotramiento a torsión.

En cuanto a los datos de la superestructura, se han definido tres tipos de detalle de borde, relativos a, barrera flexible (DB1), bordillo y barandilla (DB2) o barrera rígida (DB3), cuya definición estándar se recoge en la figura 1.

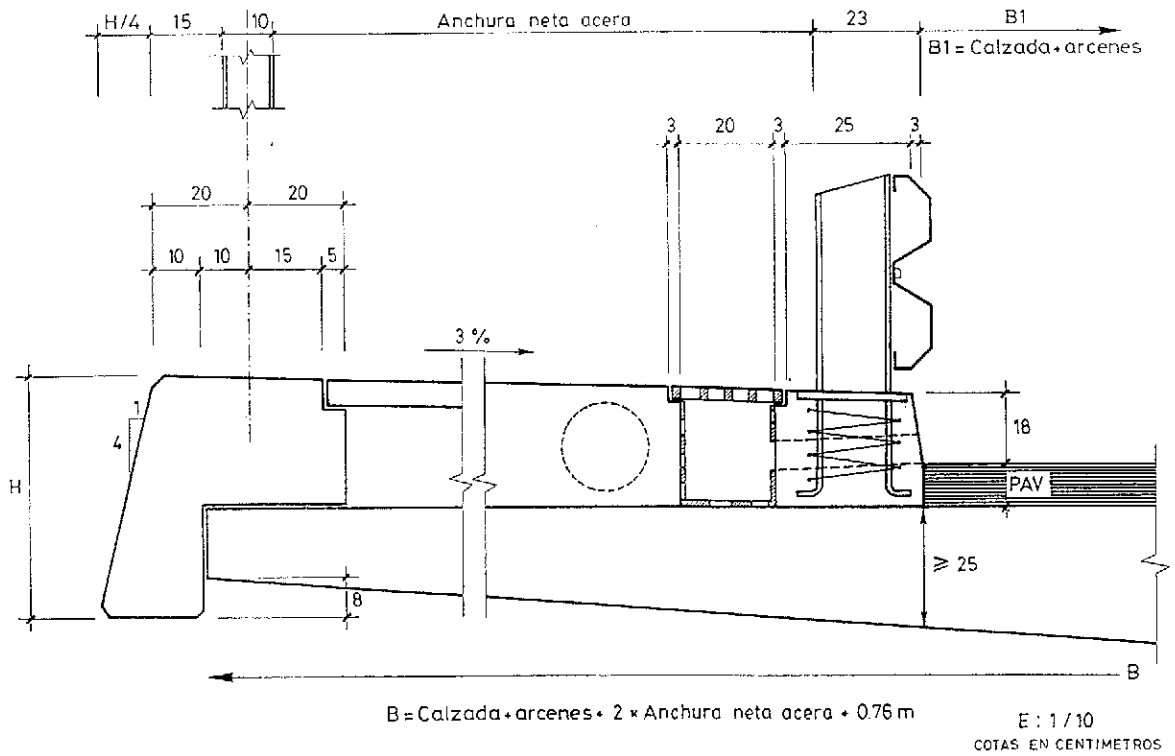


Fig. 1A. Propuesta detalle de borde DB1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

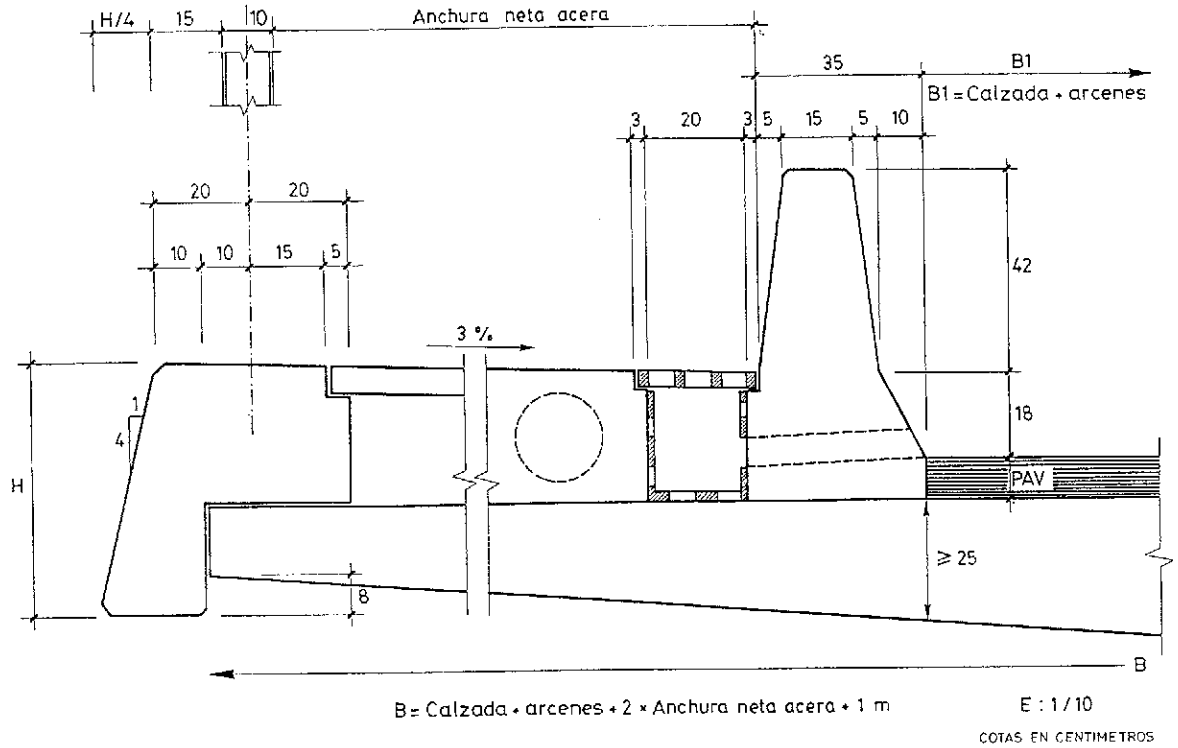


Fig. 1B. Propuesta detalle de borde DB2.

Anchura acera neta = 0

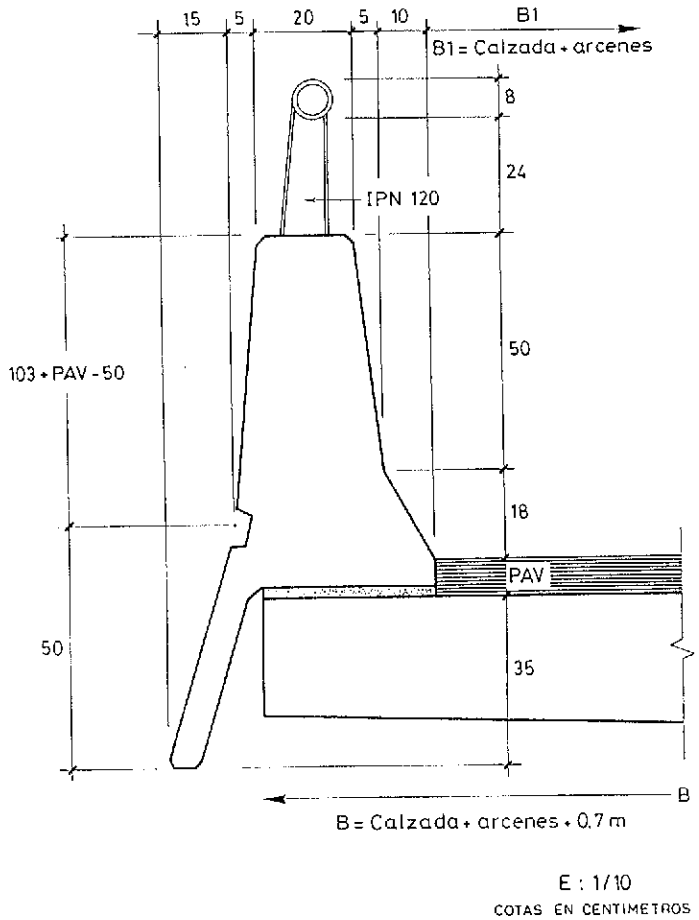


Fig. 1C. Propuesta detalle de borde DB3

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

3.3. Concepción longitudinal y transversal

Longitudinalmente, los tableros continuos pueden ser de canto constante o variable, concibiéndose para cada uno de ellos distintas morfologías de sección transversal.

3.3.1. Morfologías de sección transversal para tableros de canto constante

El sistema es capaz de diseñar, bajo la dirección del usuario, tableros de una de las siguientes morfologías:

i) *Losas de inercia concentrada*

Corresponden al diseño típico que se dibuja en la figura 2, es decir, un nucleo central, más o menos ancho, que puede estar o no aligerado con encofrados perdidos circulares, en función de la luz máxima, nucleo del que parten sendos voladizos resueltos en hormigón armado.

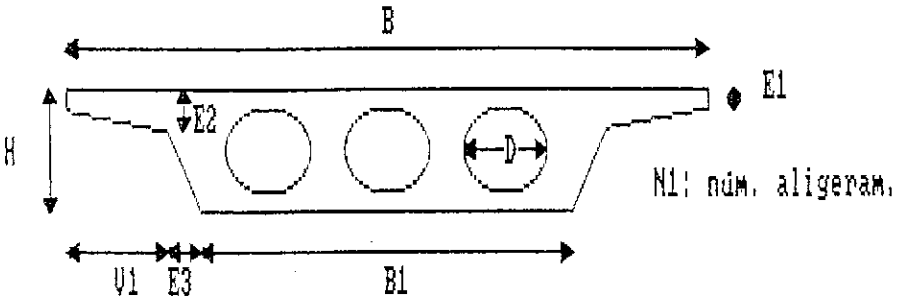


Fig. 2. Sección transversal de un tablero losa de inercia concentrada (Tipo 1).

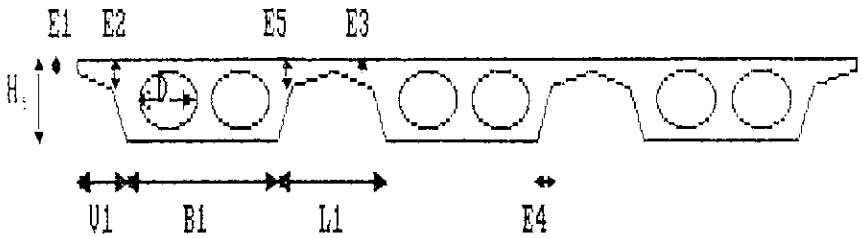


Fig. 3. Sección transversal de un tablero losa plurinervado (Tipo 2).

ii) *Tableros losa nervados*

El diseño característico de los mismos es del tipo que se presenta en la figura 3.

Este tipo de secciones se utiliza, preferentemente, para geometrías en planta difíciles; por ello, se ha desdoblado la entrada de datos en dos. La primera es sencilla y análoga a la de las losas de inercia concentrada, mientras que la segunda permite introducir distinto número de vanos en cada nervio y también la colocación de apoyos no alineados, en el caso de tener tres nervios, que es el número máximo de nervios que aquí se contempla.

Algunos datos comunes a ambos casos son:

a) Anchura del tablero (mínimo 10 m y máximo 24 m).

b) Datos de superestructura.

c) Datos sísmicos.

En el caso de tener igual número de vanos en todos los nervios y apoyos alineados:

d) Número de vanos.

e) Luces de los vanos (esta luz está medida sobre el eje del puente y tiene un valor máximo de 36 m).

f) Radio del eje en cada apoyo.

g) Una vez fijado un sentido de avance a lo largo del eje, debe introducirse el esviaje en cada apoyo.

h) Número de aparatos de apoyo por línea de soporte, según la figura 4:

1.—Apoyos puntuales.

2.—Apoyos que empotran a torsión.

3.—El apoyo es puntual pero existe una traviesa en pila que "filtra" la torsión.

En el caso de distinto número de vanos por nervio o no alineación de apoyos, los datos complementarios son:

d) Número de vanos por nervio.

e) Luces de cada vano (luz máx. 36 m).

f) Número de apoyos según la fig. 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

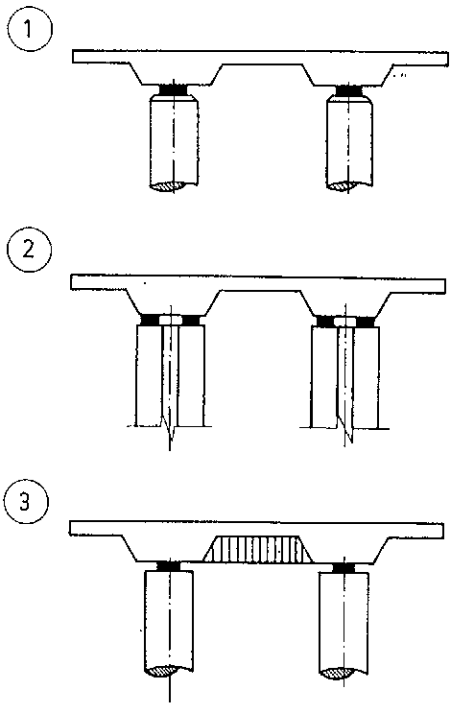


Fig. 4. Tableros losa plurinervados. Formas de apoyo en pila.

iii) *Tableros losa de inercia distribuida*

Un ejemplo de un tablero de esta sección transversal se representa en la figura 5. La ventaja que presenta esta sección, además de su estética, radica en la posibilidad de lograr, en tramos centrales de puentes continuos, esbelteces considerables.

3.3.3. Sección transversal para tableros de canto variable

En este caso, el sistema utiliza exclusivamente morfologías de sección transversal correspondientes a losas de inercia concentrada, con voladizos laterales (figura 2).

En cuanto a la geometría longitudinal, los criterios de diseño adoptados han sido:

a) Si todos los vanos interiores tienen igual luz, la variación de canto es una parábola de segundo grado en todos ellos.

b) Si los vanos interiores tienen luces distintas, se adapta una parábola al vano de menor luz. El resto de vanos estarán formados por 2 ramas parabólicas (mitad de la parábola del vano menor) unidas por un tramo recto en su parte central.

c) Para los vanos extremos, si éstos sobrepasan la mitad de la longitud de la parábola adoptada, se completarán con tramos rectos.

En cuanto a la geometría transversal, el canto adoptado responde al siguiente criterio:

$$\text{(Canto en centro luz)}\ H = \frac{\text{Luz máxima}}{40}$$

$$\text{(Canto en apoyos)}\quad H1 = \frac{\text{Luz máxima}}{20}$$

El resto de dimensiones se proyecta con criterios idénticos a los de las losas de inercia concentrada y canto constante, de las que hablamos anteriormente.

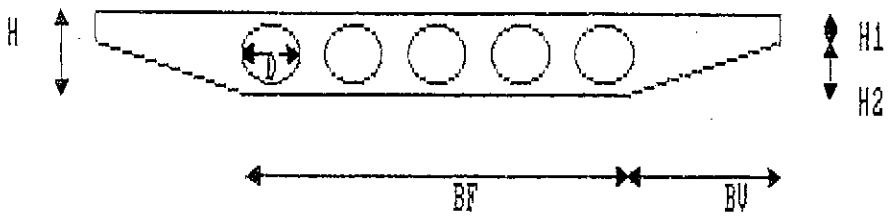


Fig. 5. Sección transversal de un tablero losa de inercia distribuida (Tipo 3).

La existencia o no de aligeramientos depende, por una parte, de la luz máxima del vano mayor, de modo que, a partir de 27 m, el sistema diseña tableros con aligeramientos circulares y, por otra, de las luces extremas, de modo que, en caso de vanos extremos descompensados, el sistema prescinde en los mismos de los aligeramientos..

Se disponen aligeramientos, igual que en las losas de inercia constante, cuando el vano mayor supera los 27 m.

Para cada una de las morfologías consideradas, el sistema propone un diseño geométrico previo, cuyos principales parámetros se basan en el cuadro nº 1, que figura seguidamente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Cuadro 1

Tableros losa continuos				
Morfología transversal	**Inercia concentrada**		**Inercia distribuida**	**Losas nervadas**
—Luz máxima	40 m	45 m	45 m	36 m
—Anchura máxima	20 m	20 m	20 m	24 m
—Aligeramientos	$L_{máx} \geq 27$ m	$L_{máx} \geq 27$ m	$L_{máx} \geq 27$ m	$L_{máx} \geq 27$ m
—Esbelteces:				
Vano Central condicionante	L/25 (1)	L/40 (3)	L/30	L/25
Vanos Laterales condicionantes	L/21	L/20 (4)	L/25	L/21
—Espesores mínimos	0,15/0,25 (2)	0,15/0,25 (2)	—	0,15/0,25 (2)

Notas:
(1) Si el apoyo en pilares es único, la esbeltez pasa a ser L/21.
(2) Dependen del detalle de borde.
(3) y (4) Esbeltez en vano y apoyo.

Es a partir de este diseño previo, donde comienza el análisis estructural y, en un proceso de prueba y error, controlado por subrutinas, acaba diseñándose geométricamente el tablero, cuyos parámetros se proponen, en pantalla, en la manera indicada como ejemplo en las figuras 6, 7, 8 y 9.

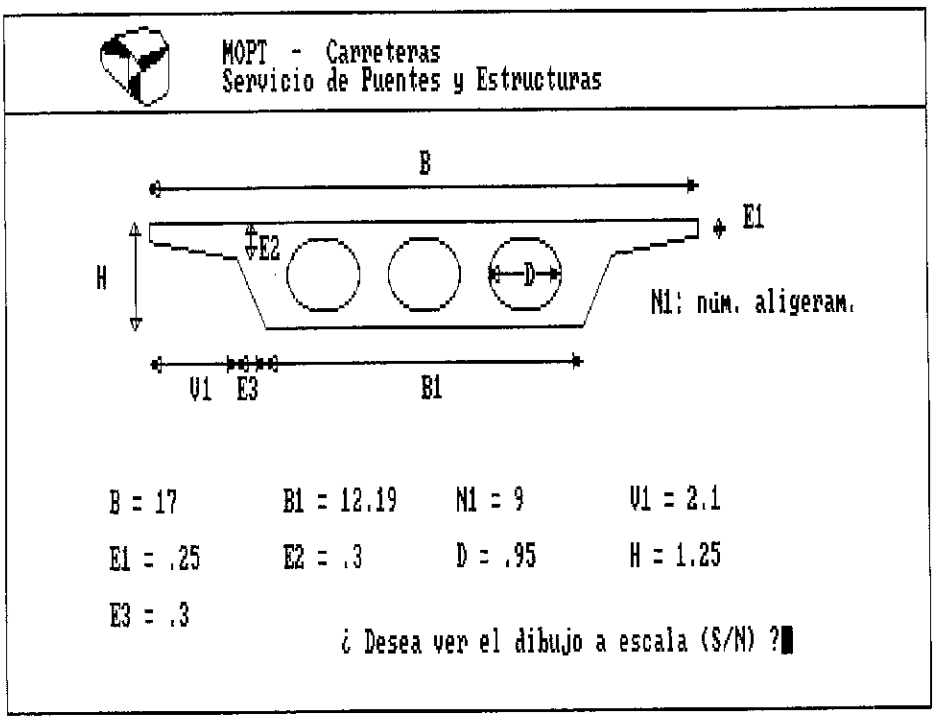


Fig. 6. Puente de 3 vanos y 17 m de anchura, de luces 20 + 30 + 20 m. Sección transversal propuesta (Tipo 1).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

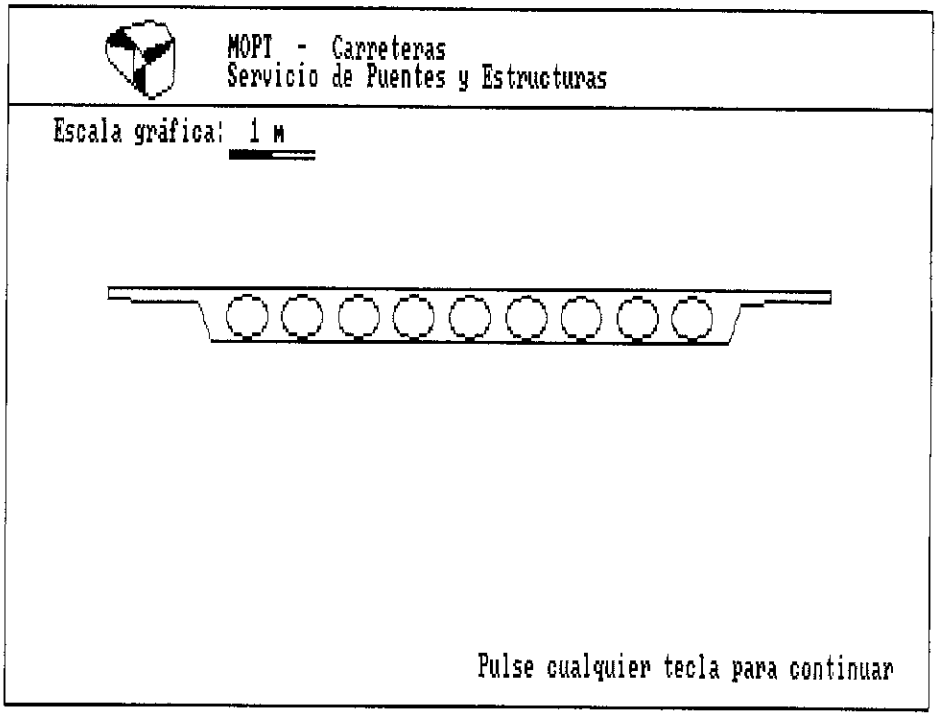


Fig. 7. Representación a escala del puente anterior.

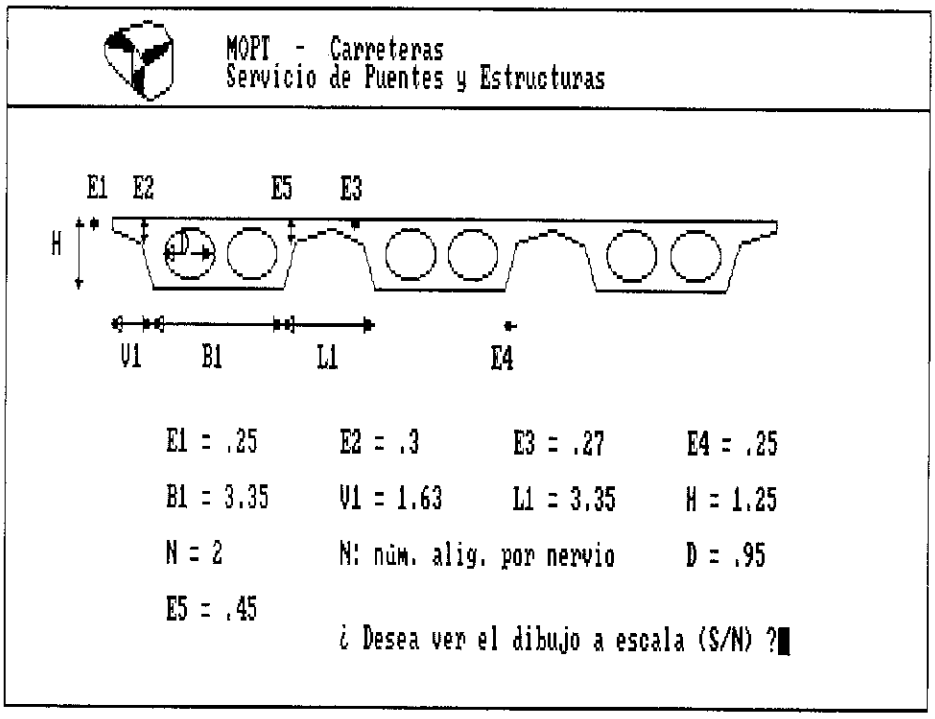


Fig. 8. Paso superior de 3 vanos y 20 m de anchura, de luces 20 + 30 + 20 m. Sección transversal propuesta (Tipo 2).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

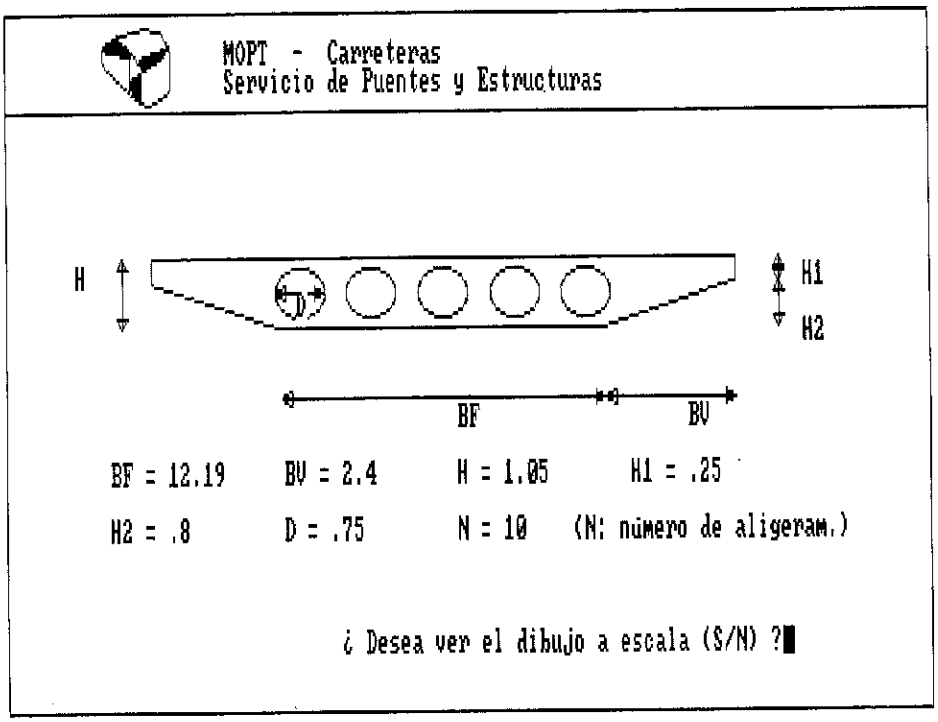


Fig. 9. Paso superior de 3 vanos y 17 m de anchura, con luces 20 + 30 + 20 m. Sección transversal propuesta (Tipo 3).

4. CALCULO ESTRUCTURAL

El planteamiento del cálculo estructural implantado en el modelo es el siguiente:

4.1. Tableros losa de inercia concentrada y tableros losa de inercia distribuida

El esquema del análisis realizado es idéntico para ambos tipos de tablero. Así, se procede a:

—Calcular las propiedades mecánicas de la sección tipo. Se calculan las características mecánicas, tanto de la sección completa, como de los nervios en que dividimos la sección para la aplicación del método de la losa ortótropa. En el caso de una losa maciza, se calcula el ancho virtual de la sección y las características de un nervio de ancho unitario. En cambio, para las aligeradas distinguimos nervios de borde y nervios interiores. Los nervios de borde comprenden, desde el extremo del voladizo hasta el eje del primer aligeramiento, mientras que los interiores están comprendidos entre dos ejes de aligeramientos contiguos.

—Deducir la luz equivalente que hay que utilizar en el modelo de losa ortótropa, en el caso de puentes de más de un vano (5).

—Obtener los parámetros de flexión y torsión necesarios para la aplicación del método de la losa ortótropa (5).

—Deducir el coeficiente de reparto transversal del momento flector longitudinal debido al sistema de cargas puntuales, mediante el método de la losa ortótropa. Se han introducido los valores de los coeficientes de distribución (Kmx) correspondientes a los ábacos de Cusens y Pama (5) para diversos valores discretos de los parámetros de flexión y torsión.

—Obtener la matriz de flexibilidad de la estructura.

—Cálculo de esfuerzos longitudinales por el método de flexibilidad. Se supone que la flexión debida a peso propio, carga permanente, sobrecarga y gradiente térmico es cilíndrica. En el caso de un vehículo especial, se aplica el coeficiente de reparto ya obtenido.

—Dimensionamiento de la armadura activa, a partir de los esfuerzos deducidos anteriormente. Para la evaluación de la fuerza de pretensado necesaria se procede del siguiente modo: se estima un valor del momento hiperestático de pretensado, —en el caso de puentes continuos— y, a partir de él, junto con el resto de esfuerzos, se obtiene una fuerza inicial de pretensado. Con dicho valor se calcula exactamente el momento hiperestático de pretensado y se itera hasta conseguir anular las tensiones de tracción en las secciones de centro luz y de apoyo del vano de mayor luz, para el caso de puente en servicio,

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

a tiempo infinito. Para calcular el momento hiperestático de pretensado se ha supuesto un trazado tipo del tendón medio equivalente, en función de la luz y del canto de los vanos.

—Dimensionamiento de la armadura pasiva (flexión transversal, cortante y armadura longitudinal). La armadura frente a flexión transversal se dimensiona a partir de la flexión transversal general obtenida con el método de losa ortótropa y la flexión transversal local obtenida mediante los ábacos de Homberg (6). La armadura de cortante se ha distribuido en dos zonas: una desde apoyo hasta cuartos de luz y otra entre 0,25 L y 0,75 L. Como armadura longitudinal se ha dispuesto la mínima fijada por la Instrucción de hormigón armado (4).

—Medición de las unidades de obra más significativas.

4.2. Tableros losa nervados

El análisis de los tableros losa nervados es distinto al anterior. Su esquema es el siguiente:

—Cálculo de las propiedades mecánicas de los nervios individuales.

—Evaluación del reparto transversal de la carga excéntrica entre los nervios del tablero, mediante el método de Fauchart (7). Este método es un método de flexibilidad y descomposición de la carga en armónicos, que permite deducir, a partir de la carga vertical y el momento torsor en un nervio, la carga y el torsor que se llevan el resto de nervios. En el programa hemos adoptado una descomposición en 9 armónicos, suficiente para cargas puntuales.

—Obtención de la matriz de flexibilidad del nervio más desfavorable (el que se lleve un mayor porcentaje de la carga aplicada). La obtención de esta matriz es un proceso idéntico al reseñado para las losas de inercia concentrada.

—Evaluación de esfuerzos y dimensionamiento de armaduras activas y pasivas de dicho nervio, en la hipótesis de flexión cilíndrica para todas las cargas. Es válido todo lo señalado al respecto para el caso de losas de inercia concentrada. La flexión transversal en el forjado de unión entre nervios, se obtiene también a partir del método de Fauchart.

—Medición de las unidades de obra más significativas.

—Debemos hacer notar que el método de cálculo arriba sugerido es suficientemente aproximado en puentes de planta recta, aproximación que va disminuyendo conforme aumenta el esviaje del tablero. Como en estos casos también lo seguimos empleando, de aquí que hablemos de "sistema de anteproyecto".

4.3. Tableros losa de canto variable

Esquemáticamente, el proceso de cálculo implantado en el sistema es el siguiente:

—Cálculo de las propiedades mecánicas de 9 secciones por vano; ocho de estas secciones están situadas equidistantemente sobre los tramos parabólicos y la novena corresponde al posible tramo recto.

—Obtención, por integración numérica, de la matriz de flexibilidad de la estructura e inversión de la misma.

—Deducción del coeficiente de reparto transversal. Se ha realizado un estudio paramétrico estudiando 8 losas distintas mediante el método del emparrillado, del cual se ha obtenido el coeficiente de reparto transversal para sobrecargas tipo vehículo especial. Estas losas corresponden a 4 casos de losas macizas, con luces de 20 y 27 m y anchos de 10 y 20 m, y otros 4 casos de losas aligeradas, con luces de 27 y 40 m y anchos de 10 y 20 m.

—Evaluación de los esfuerzos tanto longitudinales como transversales. Los longitudinales se obtienen a partir del análisis según el método de flexibilidad, mientras que los transversales se han deducido a partir del análisis por emparrillado.

—Dimensionamiento de las armaduras activas y pasivas. Es de aplicación todo lo explicado en el caso de losas de inercia concentrada y canto constante.

—Medición de las unidades de obra más significativas.

5. APARATOS DE APOYO Y PILAS

5.1. Criterios de diseño

Los aparatos de apoyo sistemáticamente empleados son, dada la tipología y longitud máxima de los tableros, aparatos de apoyo de neopreno zunchado, de planta recta o circular que, en elcaso de vanos extremos muy descompensados, se complementan con un anclaje activo o pasivo frente a las reacciones de tiro.

En cuanto a las pilas, su diseño viene condicionado por la tipología del tablero, según que éste sea una losa de inercia concentrada, de inercia distribuida o bien una losa plurinervada.

Los criterios generales empleados para la elaboración del sistema experto se exponen a continuación y son aplicables a cualquier tipología del tablero.

—Existen dos morfologías de pilas: pilas tabique y pilas cilíndricas (Fig. 10 y Fig. 11).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

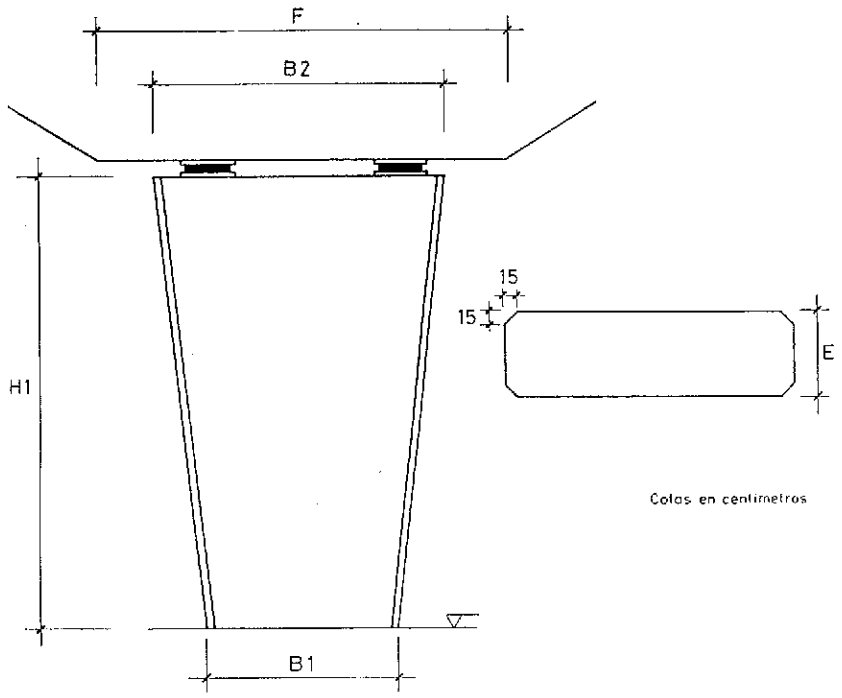


Fig. 10. Pila tabique tipo.

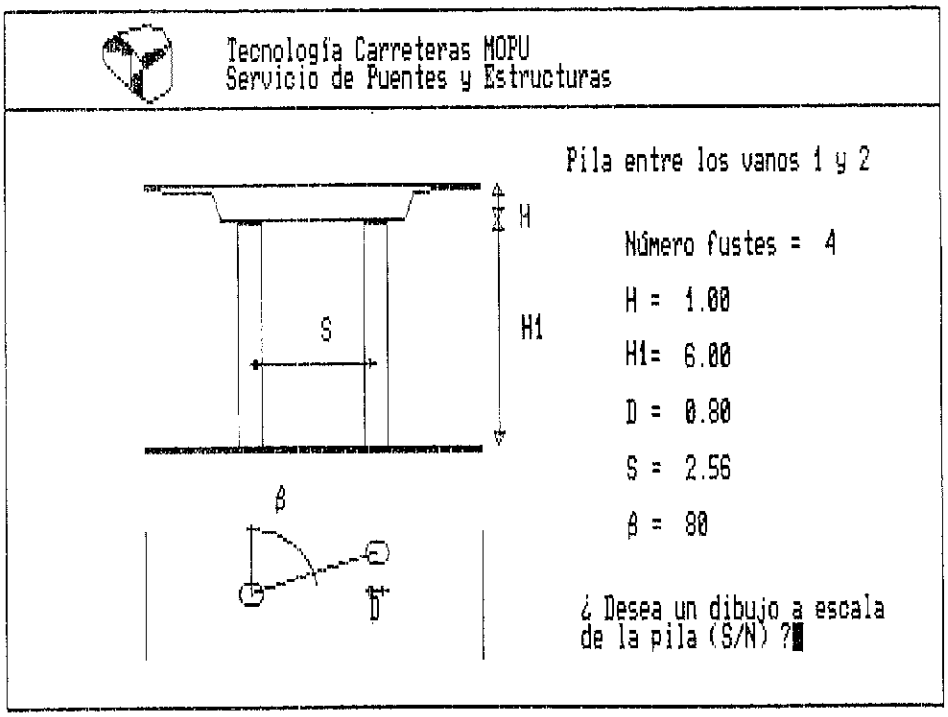


Fig. 11. Pantalla de definición de pilas formadas por fustes cilíndricos.

—En función de las características de la losa, y de su esviaje, el programa obtiene el número de apoyos en cada línea de soporte.

—Si en todas las pilas del puente el número de apoyos es 2, el programa selecciona, en principio, la tipología tabique para todas ellas. Si en alguna de ellas no se cumple aquella condición, se dispondrán fustes cilíndricos en todas las pilas, por homogeneidad. No obstante, en el caso de que el número de apoyos que haya que disponer en una determinada pila sea 2, se

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ofrece la posibilidad de cambiar la tipología de esa pila en cuestión, bien sea cilíndrica o tabique.

—Otra condición exigible para disponer pilas tabique es que la altura de la más alta sea inferior a 12 m.

5.2. Pilas para tableros losa de inercia concentrada

Para determinar el número de aparatos de apoyo, debe tenerse en cuenta el esviaje del puente, por lo cual se calcula el fondo esviado de la losa a partir del fondo recto, es decir:

$$F = B/\sin \alpha$$

donde, B es el fondo recto de la losa y α es el esviaje.

El número de apoyos se determina del modo siguiente. Si en el módulo del tablero el usuario ha escogido un único apoyo, la pila consistirá en un fuste cilíndrico (Fig. 12). En caso contrario, se dispondrán varios apoyos, cuyo número se calcula como se indica seguidamente:

Si $F \leq 7{,}5\ H$ 2 apoyos

Si $F > 7{,}5\ H$ nº apoyos $= \text{int}\left(\frac{F - 1{,}5\ H}{3H}\right) + 1$

donde H es el canto del tablero e int. = parte entera.

En el caso de que la losa sea de inercia variable, el criterio para la elección del número de apoyos es el siguiente:

Si $F < 5\ H$ 2 apoyos

Si $F \geq 5\ H$ nº apoyos $= \text{int}\left(\frac{F - H}{2H}\right) + 1$

siendo H el canto en apoyo.

En el caso de que el número de apoyos sea 2, optaremos por pilas tabique o fustes cilíndricos, según los criterios generales expuestos anteriormente. Si el número de apoyos es mayor que 2, se dispondrán siempre fustes cilíndricos (figura 13).

5.3. Pilas para tableros losa de inercia distribuida

Resulta válido lo expuesto para tableros de inercia concentrada, aunque el cálculo del número de apoyos, en el caso de que sean 2 o más, se efectúa según expresiones distintas a las definidas anteriormente.

5.4. Pilas para tableros nervados

Aquí, el número de apoyos bajo cada nervio sólo puede ser 1 ó 2. Si el usuario ha seleccionado 1 ó 3 como clave en la entrada de datos referente a las coacciones del tablero, se dispondrá un único fuste cilíndrico. Si, por el contrario, el usuario ha seleccionado 2 apoyos, se

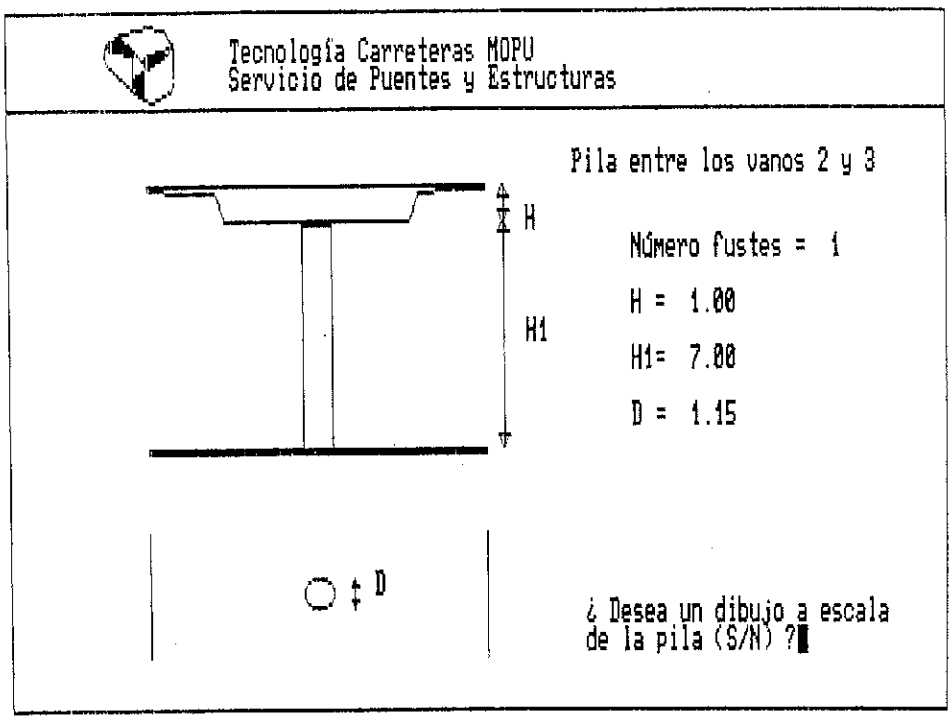


Fig. 12. Apoyo puntual formado por un único fuste cilíndrico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

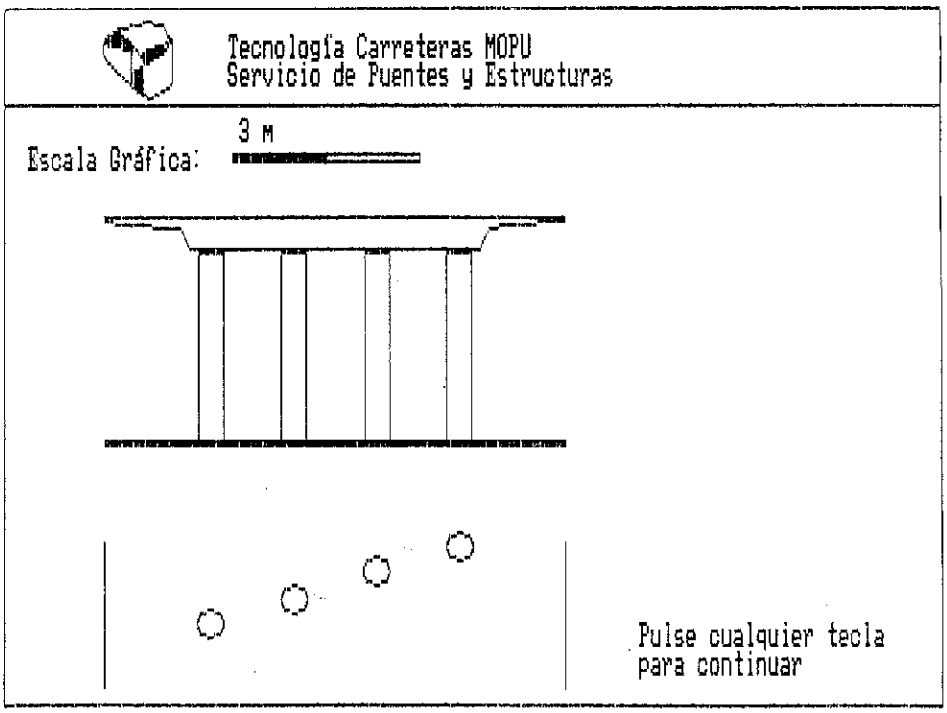


Fig. 13. Dibujo a escala, en pantalla, de las pilas definidas en la figura 11.

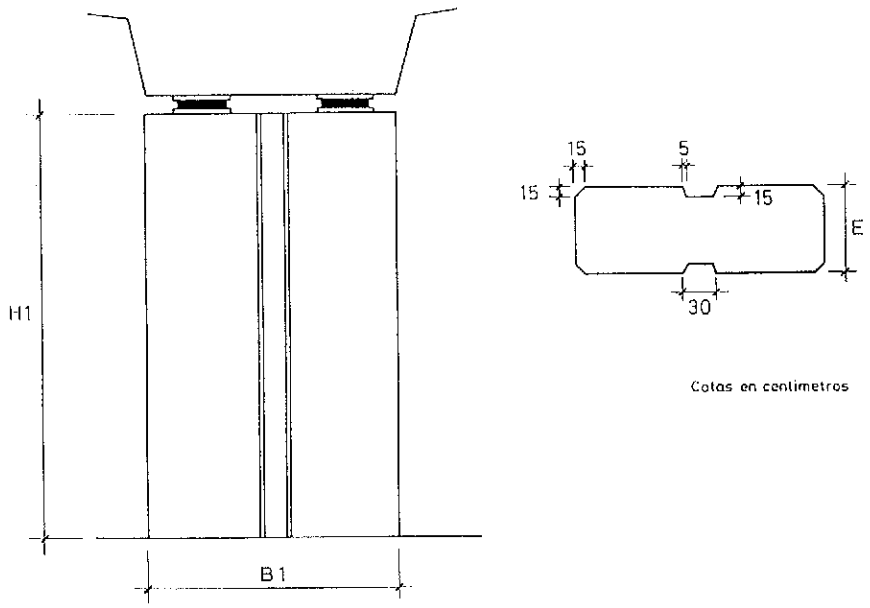


Fig. 14. Pila tabique propuesta por el sistema para losas plurinervadas.

colocarán dos fustes cilíndricos o una pila tabique.

El dimensionamiento de los fustes cilíndricos se realiza de modo idéntico al utilizado en las dos tipologías anteriores, mientras que los tabiques presentan la particularidad de que siempre son rectangulares, siendo su anchura igual al fondo del nervio (figura 14).

5.5. Cálculo

El cálculo de las pilas se realiza a partir de los esfuerzos transmitidos por el tablero en su coronación, tanto verticales, como horizontales longitudinales —debidos a deformaciones lineales y frenado— y transversales, como viento y fuerza centrífuga, en su caso. En las zonas sísmicas, se considera también esta

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

acción en la correspondiente hipótesis combinable.

Los coeficientes de seguridad y las calidades de los materiales se leen del archivo de hipótesis y el dimensionamiento se realiza en flexocompresión esviada, utilizando el método de Bresler para las pilas tabiques y una subrutina específica para los fustes de sección circular.

6. ESTRIBOS Y CIMENTACIONES

Estos módulos ya fueron descritos ampliamente en (1) y lo que se ha hecho aquí ha sido efectuar una adaptación a las peculiaridades de los tableros losa.

Recordemos que el sistema puede diseñar estribos de muro frontal —macizo o de contrafuertes— o bien estribos abiertos, siguiendo los criterios expuestos en (8) y (9). Los estribos flotantes sobre terraplén o sobre un macizo de tierra armada, sólo se permiten en el caso de tableros de un vano único.

En cuanto a las cimentaciones, este módulo se refiere exclusivamente al caso de cimentación de pilas, permitiendo, cimentaciones **superficiales** mediante zapatas (cota de zapata, z, situada a menos de cuatro metros del terreno, ($z \leq -4$), **semiprofundas,** mediante zapatas y pedestales, ($-4.00 \leq z \leq -8.00$) y **profundas,** mediante pilotes, cuya longitud deduce el sistema experto, a partir de los datos geotécnicos de los sucesivos estratos.

El módulo de cimentaciones está conectado con el módulo de construcción, que diseña todos los elementos auxiliares necesarios para la construcción de las mismas en caso de existencia de nivel freático o bien en medio de un cauce (recintos de tablestacas o de pantallas de hormigón, apuntalamientos, eventual tapón de fondo, medios de achique de agua filtrada, península artificial, etc.) procediendo a su medición de cara a su inclusión en el presupuesto.

7. MEDICIONES, VALORACIONES Y PRESUPUESTO

Como describíamos en (1), este módulo procesa las mediciones obtenidas en cada uno de los módulos de proyecto comentados y, a partir de un cuadro de precios definido previamente por el usuario, obtiene el presupuesto total de la obra. Puede definirse, para la obra en cuestión, un cuadro de precios distinto, o bien modificar el precio de determinadas unidades de obra e incluso sus mediciones y así efectuar un análisis de sensibilidad del presupuesto.

8. GESTION DE PROYECTOS ELABORADOS

Este módulo se halla estructurado en tres submódulos:

1) *Submódulo principal:* Es independiente del resto de módulos del programa. Gestiona las funciones de grabación y recuperación de puentes, cambio de nombre, borrados, etc.

Las opciones de este submódulo son:

a) Puente nuevo.
b) Puente existente.
c) Guardar puente.
d) Recuperar puente.
e) Borrar puente.
f) Cambio de nombre.

2) *Submódulos secundarios:* Si el puente activo es un puente recuperado, estos submódulos tienen como función gestionar los datos de dicho puente.

Los datos que debían ser introducidos en el caso de un puente nuevo, serán visualizados en el caso de uno existente, permitiendo su modificación.

9. AGRADECIMIENTOS

La realización de este sistema de diseño asistido, ha sido financiado por el Servicio de Puentes y Estructuras de la Dirección General de Carreteras del MOPT, mediante Convenio C-1008 con el Departamento de Ingeniería de la Construcción (Puentes) de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de la Universidad Politécnica de Catalunya.

REFERENCIAS

(1) CASAS, J.R.; APARICIO, A.C.: "Sistema de diseño asistido por ordenador para el anteproyecto de puentes de carretera compuestos por tableros de vigas prefabricadas". Hormigón y Acero, nº 176, pp. 19 a 23. ATEP. Madrid, 1990.

(2) "Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera". OM-28/02/1972. Servicio de Publicaciones, MOPT. Madrid, 1972.

(3) COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON. "Instrucción EP-80 para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado". Servicio de Publicaciones, MOPT. Madrid, 1980.

(4) COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON: "Instrucción EH-91 para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado". Servicio de Publicaciones, MOPT. Madrid, 1991.

(5) CUSENS Y PAMA: "Bridge deck analysis". John Wiley and Sons. Londres, 1975.

(6) HOMBERG: "Dalles d'épaisseur variable". DUNOD. París, 1972.

(7) FAUCHART, J.: "Ejemplos de estudios de puentes ordinarios en hormigón pretensado hormigonados sobre cimbra". Hormigón y Acero, 116, ATEP. Madrid, 1975.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

(8) ARENAS, J.J.; APARICIO, A.C.: "Estribos de puentes de tramo recto". Departamento de Tecnología de las Estructuras. Santander, 1984.

(9) RAMOS, G.; CASAS, J.R.: "Sisema de diseño asistido por ordenador para estribos de puentes de tramo recto". Hormigón y Acero nº 181. ATEP, Madrid, 1991.

RESUMEN

En el artículo se presentan los criterios y esquemas seguidos en la elaboración de un paquete informático para el anteproyecto de puentes losa de hormigón pretensado, pensado para dar respuestas, de manera rápida y con aproximación suficiente, a la definición completa de este tipo de estructuras. Se describen, de forma resumida, los distintos módulos de que consta el programa informático, así como sus principales funciones, enfatizando en los aspectos nuevos del trabajo aquí desarrollado que amplía y continua uno anterior.

SUMMARY

In the paper, the most important guidelines and criteria used in the elaboration of a software package for the computer aided design of continuous prestressed concerte slab bridges are presented. They take into account the possible modifications concerning the live-load model, the specifications and regulations stated in codes, and the materials, in order to evaluate in a fast and accurate way the economical influence of these modifications in a particular bridge. The design of the bridge is accurate enough to have a very good approximation of its costs.

The software package is a modular one. Each module works in a linked way with other modules or in an independent way. The main modules are the following:

1) Hypothesis module: live loads, materials, etc.

2) Superestructure design module: slab Deck.

3) Joints and bearings design module.

4) Piers design module.

5) Abutments design module.

6) Piers foundations design module.

7) Cost evaluation module: material amounts, unit costs and total budget of the bridge.

8) Cost sensitivity module.

The main characteristics of each module are described in the paper.

* * *

La 5ª convocatoria de los "Premios Construmat" premiarán la innovación tecnológica y la calidad de la construcción

En el transcurso del Salón Internacional de la Construcción, CONSTRUMAT'93, se convocan, por quinta vez consecutiva, los *"Premios Construmat"* que tienen como objeto promover la innovación tecnológica y mejorar la calidad de la construcción.

En esta edición, los *Premios* se otorgarán a las siguientes categorías:

—Mejor obra de ingeniería civil.

—Mejor obra de edificación.

—Mejor labor continuada de periodismo sobre temas relacionados con la construcción.

—Mejor producto industrial expuesto en CONSTRUMAT'93.

—Mejor proceso constructivo expuesto en CONSTRUMAT'93.

La organización técnica de estos galardones corre a cargo del ITEC, Institut de Tecnologia de la Construcció de Catalunya, con el patrocinio del Departament de Política Territorial i Obres Públiques de la Generalitat de Catalunya.

Los veredictos del Jurado y la entrega de los *Premios* tendrá lugar en el Palau de la Generalitat durante la celebración del Salón, del 29 de marzo al 3 de abril.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Armado de las alas de las vigas de sección en T

Alfredo Páez Balaca
Julián Díaz del Valle
E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Santander

ANTECEDENTES

Las alas de las vigas de sección en T, así como el tablero superior de las vigas en cajón, resultan comprimidos por la acción de los momentos positivos creados por la flexión longitudinal de la pieza. Esa compresión será máxima allí donde máxima sea la magnitud del momento. Inversamente, la compresión será nula en la sección de momento nulo. Entre una y otra sección, la compresión N_f sobre el ala irá variando progresivamente, aumentando a medida que se acerca a la sección crítica (el centro del vano si la carga está uniformemente repartida). Estos incrementos de compresión, se desarrollan mediante la intervención de los correspondientes incrementos tangenciales, dN_f, transmitidos por el nervio a las alas en la superficie de contacto entre uno y otro elemento, acción longitudinal que, por ser horizontal, usualmente recibe la denominación de esfuerzo rasante.

Hasta aquí nada hay de nuevo, ya que estos criterios son sobradamente conocidos. Lo verdaderamente curioso es que, a poco que reflexionemos sobre este particular, nos encontramos con la sorpresa de que, sin darnos cuenta, hemos omitido un esfuerzo transversal en el esquema necesario para equilibrar el conjunto. El objetivo que se persigue con este estudio, no es simplemente el de destacar la presencia de una anomalía conceptual, sino más bien, el de valorar ese esfuerzo, injustamente despreciado, a fin de conocer la importancia de una simplificación que, al menos en determinados casos, puede conducir a una insuficiente estimación de la armadura transversal requerida para garantizar la permanencia del enlace entre las alas y el nervio.

PLANTEAMIENTO

Sea, a título de primer ejemplo ilustrativo, el caso común de una viga de sección en T, simplemente apoyada en sus extremos (figura 1), y sometida a la acción de una carga vertical uniformemente repartida sobre el nervio de la pieza. Para una mayor claridad de exposición, se han supuesto los apoyos desprovistos de las usuales aletas rigidizadoras de las culatas extremas (figura 2).

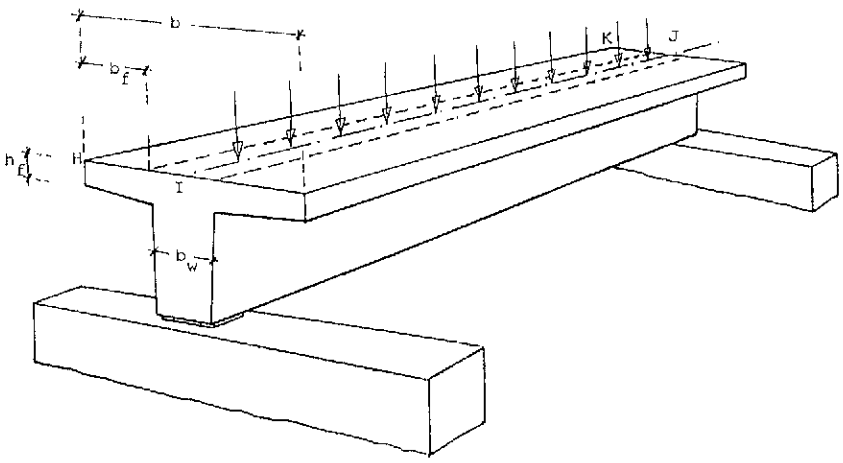


Fig. 1. Viga de hormigón, de sección en T, bajo la acción de una carga aplicada en la anchura b_w del nervio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

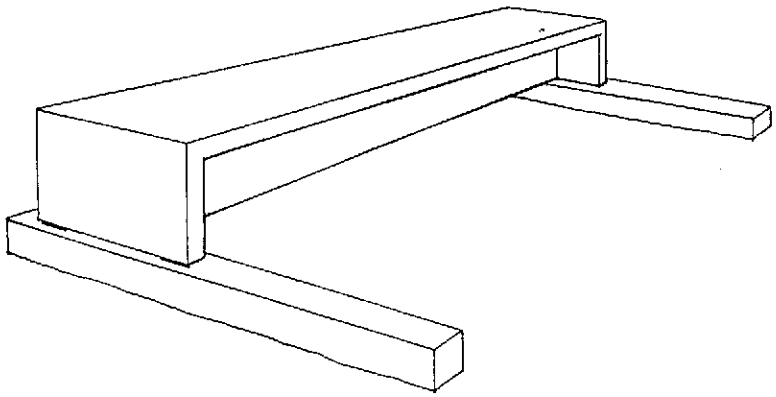


Fig. 2. Viga de hormigón, con las típicas culatas extremas de apoyo.

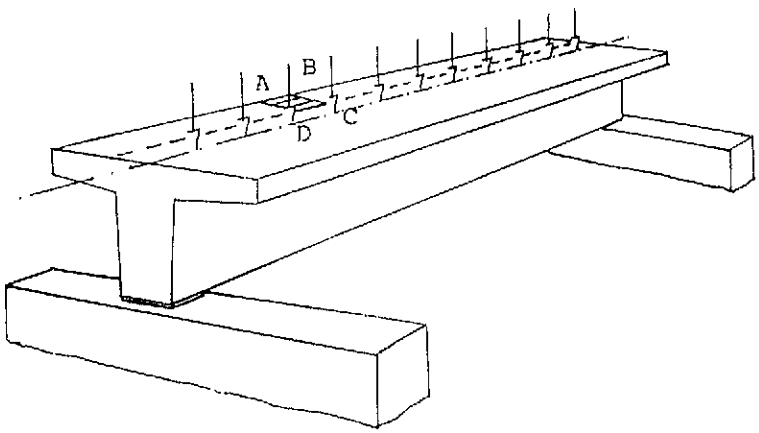


Fig. 3. Rebanada ABCD del ala.

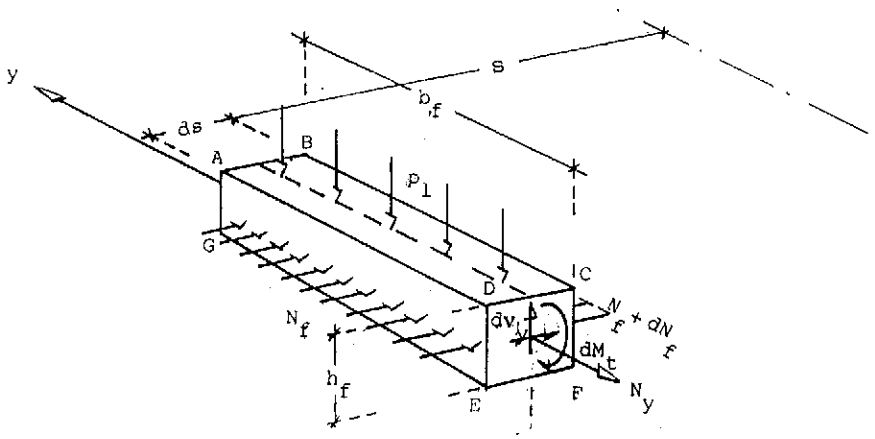


Fig. 4. Esquema indicativo de las fuerzas actuantes sobre la rebanada ABCD.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Sea ABCD un fragmento de ala (figura 3). Si analizamos las cargas que actúan sobre esa rebanada, nos encontramos que, frente al esfuerzo de compresión N_f aplicado en la cara frontal ADEG (figura 4) de anchura b_f, se opone la carga

$$N_f + dN_f$$

actuante en la cara opuesta BCF. Llamando h_f al espesor DE = CF, y ds a la distancia elemental entre las caras ADEG y BCF, la diferencia dN_f entre las fuerzas tendrá que estar equilibrada por el esfuerzo horizontal rasante

$$dN_f = \tau_s \, h_f ds$$

Supongamos ahora (figura 5) que STV es la sección en la que la compresión longitudinal N_f en el ala es máxima, por serlo el momento longitudinal. Puesto que en la sección HUJ de apoyo (o de momento nulo):

$$N_f = 0$$

todo el esfuerzo de compresión sobre el ala, tendrá que transmitirse al nervio mediante los esfuerzos rasantes que se desarrollan en la cara vertical UT de enlace entre ala y nervio. En el caso de cargas uniformemente repartidas, el momento máximo aparecerá en el centro L/2 del vano:

$$(\tau_s)_{med} \, h_f \frac{L}{2} = (N_f)_{máx}$$

Basta con tomar momento respecto al punto "U" (figura 5), para que advirtamos que el equilibrio del ala, exige la existencia de un par de fuerzas (N_C de compresión y N_T de tracción) iguales entre sí, perpendiculares a UT, y equidistantes el brazo k_z tal que:

$$N_T \, k_z = N_f \, e_y \qquad (1)$$

siendo e_y la excentricidad, respecto a la arista UT del diedro ala-nervio, de la compresión ejercida sobre el ala. En esta expresión, N_T es la resultante (o equivalente mecánico) de un sistema de fuerzas transversales (figura 6) que, en una primera aproximación, podremos suponer uniformemente repartidas en una amplia zona de la citada superficie de contacto del ala con el nervio, dejando reducida el área de compresiones a una estrecha faja en las proximidades del apoyo (o sección de momento nulo). Si la carga, en vez de actuar solamente sobre el nervio, se extendiera a toda la superficie de la viga, a las tracciones N_T anteriormente indicadas se les sumarían las provenientes del momento flector transversal

$$M_t = \frac{1}{2} p_\ell \, b_f^2$$

que, por unidad de longitud, aparece cuando actúa una carga vertical p_ℓ por metro cuadrado. La nueva reacción tangencial

$$v_y = p_\ell b_f$$

combinada con las tensiones rasantes, contribuye a fomentar la fisuración longitudinal de la pieza a lo largo del plano vertical UT. A menos que se dispongan en las alas las oportunas armaduras transversales, estas grietas incipientes, pero alineadas, conducen a una prematura rotura de la viga, al quebrarse la unión entre el nervio y las alas.

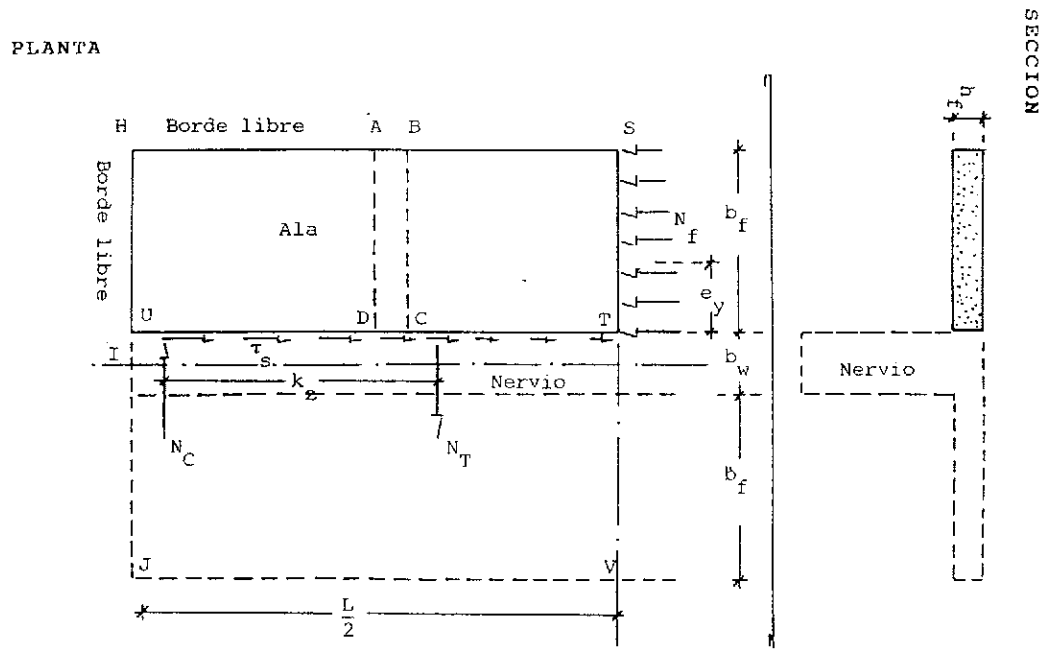


Fig. 5. Equlibrio de las fuerzas horizontales que actúan sobre una semiala.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

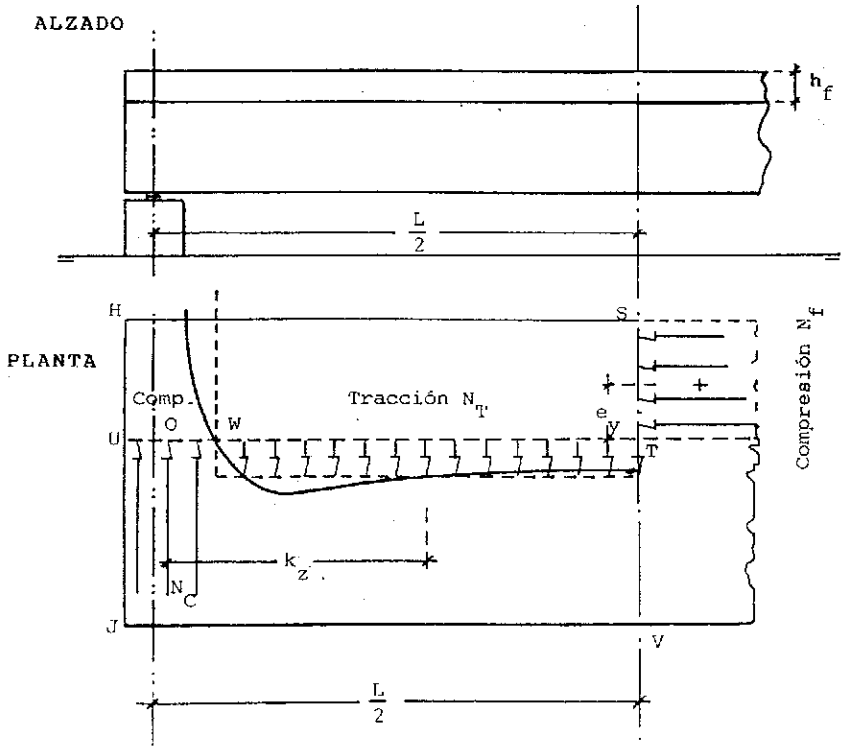


Fig. 6. Distribución de las tracciones transversales N_T.

Sorprendentemente, las normas oficiales parecen desconocer el problema. Solamente el Comité 426 (referencia 3), advierte sobre el peligro de las roturas anticipadas, pero se limita a sugerir la conveniencia de un profundo estudio del tema. En algunos países se prescriben cuantías mínimas o procedimientos para valorar las armaduras transversales, en el caso de las vigas en cajón, pero no para las secciones en T, origen del problema. En fecha tan reciente como en 1978, es cuando Bachmann publica los resultados de una serie de ensayos destinados a valorar las tracciones transversales N_T, en vigas de hormigón de sección en T, simplemente apoyadas en sus extremos (referencias 6 y 7). La armadura transversal dispuesta en las alas, sirve como pauta para medir los alargamientos transversales registrados durante la aplicación de parejas de cargas concentradas, situadas en el centro de la anchura del nervio y equidistantes de los apoyos. A una primera fase de prefisuración, en la que las citadas barras apenas participan en el mecanismo resistente, sucede una segunda fase de creciente actividad, definida por la presencia de una extensa fisuración localizada en la cara longitudinal de enlace entre el ala y el nervio. Basándose en estos resultados, Bachmann propone el empleo de un modelo mejorado del clásico esquema de las bielas de Morsch. Obsérvese que, en estas condiciones, las ecuaciones mecánicas que se deducen resultan, por su naturaleza, empíricas y, como tales, sujetas a las limitaciones de aplicación propias de un procedimiento fundamentado en un corto número de ensayos sobre vigas isostáticas, sometidas a la acción de unas cargas similarmente dispuestas. En fecha más reciente todavía, Razaqpur y Ghali (refs. 13 y 14) han publicado estudios adicionales. La intención por ellos perseguida es, no sólo resaltar la importancia y novedad de las conclusiones establecidas por Bachmann, sino además, proponer unas nuevas formulaciones que, por estar basadas en elementos finitos, permiten un mejor conocimiento de la distribución tensional que se desarrolla, tanto en el caso frecuente de cargas uniformemente repartidas, como en el entorno de la zona de aplicación de cargas.

A pesar de estos destacados esfuerzos, sigue siendo escaso e incompleto el conocimiento que tenemos sobre este tema. Lo extraño es que no se trata de un problema insólito, sino que, más bien, puede calificarse de muy frecuente.

DEDUCCION DE LAS TENSIONES TANGENCIALES

La deducción de la tensión rasante τ_s (figs. 4 y 5) se basa en el equilibrio de las fuerzas longitudinales:

$$dN_f = \tau_s \, h_f \, ds$$

expresión en la cual h_f es el espesor del ala, b_f la anchura del ala (fig. 1):

$$b_f = \frac{b - b_w}{2}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

y τ_s el valor medio de la tensión rasante, supuesta dependiente de la distancia "s", pero uniformemente repartida en la altura h_f. En consecuencia:

$$\tau_s = \frac{1}{h_f}\frac{dN_f}{ds} = \frac{b_f}{h_f b\, z}\frac{dM_s}{ds} \qquad (2)$$

ya que, implícitamente, si N_s es la compresión ejercida en la sección de ancho "b" que dista "s" del origen

$$N_f = \frac{b_f}{b} N_s = \frac{b_f}{b}\frac{M_s}{z}$$

Tomando como brazo mecánico z, el valor simplificado de

$$z = d - 0{,}4\, h_f$$

resulta:

$$\tau_s = \frac{b_f}{b\, h_f}\frac{V_s}{(d - 0{,}4\, h_f)} \qquad (3)$$

expresión que, en vez de suponer constante el valor promedio

$$(\tau_s)_{medio} = \frac{b_f}{b}\frac{2\, M_M}{Lzh_f} \qquad (4)$$

aparece como linealmente variable con el esfuerzo cortante V_s en el tramo

$$V_s = \frac{dM_s}{ds}$$

fórmula en la cual, tanto el esfuerzo cortante V_s que actúa sobre la viga, como el momento flector M_s en el vano, se escriben con el subíndice "s" para representar la dependencia de sus valores con la distancia "s" al supuesto origen de coordenadas. En la precedente fórmula (4), M_M representa el máximo valor positivo de M_s y L la luz (o distancia entre puntos de momento nulo). De acuerdo con la notación normativa, "b" es la anchura total de la pieza (figura 1), "d" su canto útil y "z" su brazo mecánico.

En el caso particular de piezas simplemente apoyadas en sus extremos, sometidas a la acción de una carga "q" uniformemente repartida por unidad de longitud, y llamando "s" a la distancia de la sección que se considera, al centro del vano,

$$\tau_s = \frac{b_f}{b}\frac{s}{h_f z} q \qquad (\tau_s)_{medio} = 0{,}25\frac{b_f}{b}\frac{L}{h_f z} q \qquad (5)$$

fórmulas que expresan cómo el valor de τ_s, linealmente variable con "s" y que se anula en el centro del vano (s = 0), alcanza un valor doble del promedio, en las vecindades del apoyo (s = 0,5 L). La simplificación de sustituir el valor (3) por el (4), propuesto en algunas normas, implica la aceptación de un riesgo que parece innecesario.

DEDUCCION DE LA TRACCION TRANSVERSAL N_T

De acuerdo con la condición de equilibrio (1):

$$N_T\, k_z = N_f\, e_y \qquad (1)$$

el esfuerzo N_T de tracción que actúa en todo el tramo WT (figura 6) es:

$$N_T = \frac{e_y}{k_z} N_f \qquad (6)$$

identidad en la que N_f es el esfuerzo de compresión ejercido sobre el ala TS de anchura:

$$b_f = 0{,}5\,(b - b_w) \qquad (7)$$

Si M_M es el momento máximo positivo:

$$N_f = \frac{b_f}{b}\frac{M_M}{z}$$

Este esfuerzo de compresión, sólo se reparte de un modo uniforme en la anchura b_f del ala

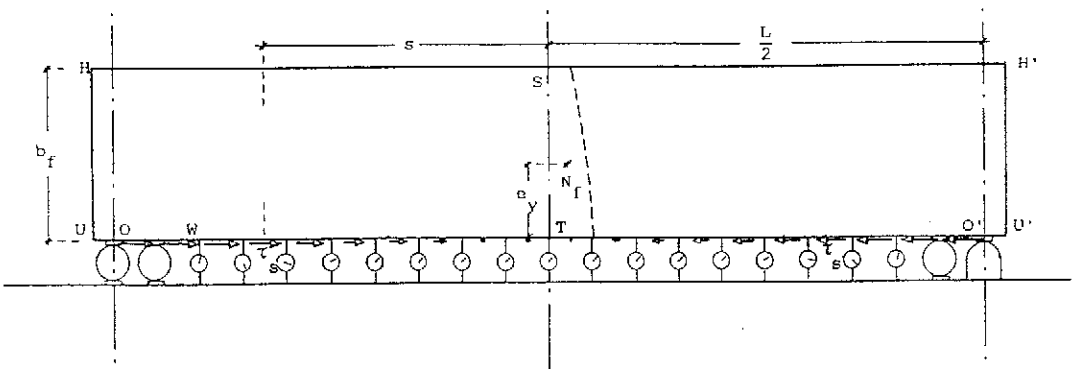


Fig. 7. Problema elástico planteado: una placa plana está sometida, en uno de sus bordes, a la acción de una carga tangencial, linealmente variable con la distancia "s" al centro del vano.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

($e_y = 0{,}5\ b_f$) cuando la relación b_f/L es inferior a 0,01. La excentricidad e_y desciende a $0{,}46\ b_f$ cuando la relación b_f/L se eleva a 0,05, y alcanza un valor ligeramente inferior a $0{,}45\ b_f$ cuando el ala alcanza la llamada **máxima anchura eficaz del ala ($b_f = 0{,}1$ L).**

Para precisar esta dependencia de la excentricidad e_y con la anchura relativa del ala b_f/L, así como para definir la distribución de las tensiones transversales de tracción en toda la extensión WT (figura 6), se ha imaginado el modelo dibujado en la figura 7, consistente en suponer que el ala es una placa plana, de espesor constante h_f y longitud teórica 00' = L, sobre uno de cuyos bordes longitudinales actúa, como única acción exterior, una carga tangencial $\tau_s\ h_f$, directamente proporcional a la distancia "s" del punto que se considera, a la sección central de la pieza. Como es bien notorio, esta proporcionalidad de la acción rasante con la distancia "s", implica la acción de una carga uniformemente repartida, bien sea sobre el nervio, o bien sobre la anchura total $b = 2\ b_f + b_w$ de la pieza. El caso particular de las cargas aisladas, así como el de las repartidas de un modo no uniforme, podrá ser motivo de estudios posteriores. Aplicando el Método de los Elementos Finitos, se ha podido resolver este problema de tensión plana, y no sólo definir la distribución longitudinal de las tracciones transversales, sino también la posición de la compresión resultante, o excentricidad e_y, en la sección central del vano. En la figura 8 se han representado los

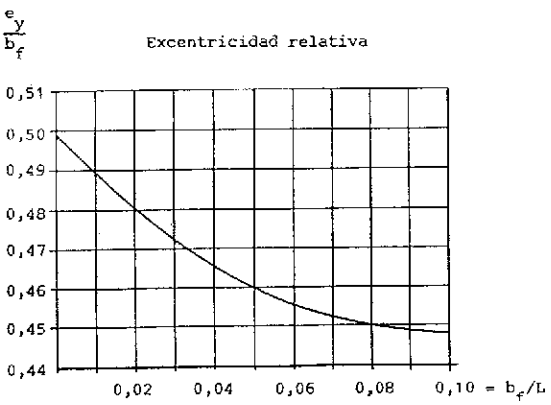


Fig. 8. Dependencia de la excentricidad e_y/b_f, con la relación b_f/L.

resultados obtenidos, para esta última excentricidad, en función de los diversos valores del cociente b_f/L. Asimismo, en la figura 9, se ha dibujado la distribución esquemática de las acciones transversales:

$$n_T = \sigma_y\ h_f$$

acciones que, siendo de tracción en la amplia zona central WW' de la viga, y de compresión en las estrechas franjas OW y O'W' de los extremos, tienen la magnitud de una carga por

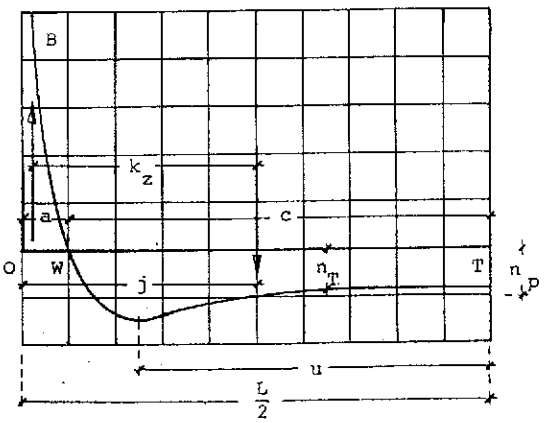


Fig. 9. Distribución esquemática de las tracciones transversales n_T.

metro lineal de pieza. Si denominamos n_m el mínimo valor de esta carga unitaria (valor de n_T en el centro del vano), n_M el valor máximo en el bulbo, n_p el valor promedio, "c" la extensión de la semiluz dominada por las tracciones, y "a" la anchura de la faja transversalmente comprimida (figura 9), se cumplirá la condición de que:

$$N_C = N_T = n_p c$$

Según se deduce del correspondiente análisis comparativo de los diferentes resultados obtenidos con placas planas de la misma longitud "L", pero diferente anchura b_f, tanto los valores de "a" y "c", como las distancias de la resultante N_T al apoyo "j", y del centro del bulbo al centro del vano "u", pueden quedar representados, con suficiente aproximación, mediante las ecuaciones:

$$a = 0{,}03\ L + 0{,}4\ b_f \qquad (8a)$$

$$c = 0{,}47\ L - 0{,}4\ b_f \qquad (8b)$$

$$j = 0{,}256\ L - 0{,}05\ b_f \qquad (8c)$$

$$u = 0{,}44\ L - 0{,}8\ b_f \qquad (8d)$$

válidos para los valores de b_f tales que:

$$0{,}011\ L < b_f < 0{,}1\ L$$

A estos efectos, conviene hacer la observación, repetidas veces recordada, de que en el caso de que la anchura del ala superara el décimo de la luz (o distancia entre puntos de momento nulo), la pieza en T debería ser calculada como si $b_f = 0{,}1$ L, prescindiendo, a efectos del cálculo, de la anchura que excede de esta limitación. Se entiende que este recorte se refiere a la distribución de las compresiones N_f y tracciones N_T, pero que debe calcularse con las dimensiones reales a la hora de valorar pesos propios y momentos producidos por la acción de cargas extendidas en toda la anchura real "b" de la pieza.

El brazo k_z del par de fuerzas $N_T = N_C$ es igual (figura 9) a la distancia OG = j, menos la sepa-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ración de la resultante N_C de compresiones a la sección teórica de apoyo O. Esta última distancia, si el trazado del diagrama de compresiones WB (figura 9) fuera lineal, sería igual a un tercio de "a". Como no lo es, suponemos, en beneficio de una sencillez compatible con la precisión requerida, que:

$$k_z = j - \frac{1}{4} a$$

y, sustituyendo "a" y "j" por sus respectivos valores (8a) y (8c):

$$k_z = 0{,}2485\ L - 0{,}15\ b_f \qquad (9)$$

Esta ecuación, junto con el gráfico representado en la figura 8, determinan, para cada valor del cociente b_f/L, un valor de k_z/L y otro de e_y/b_f. En consecuencia, puede dibujarse un gráfico (figura 10) en el que se expresa la dependencia del cociente k_1

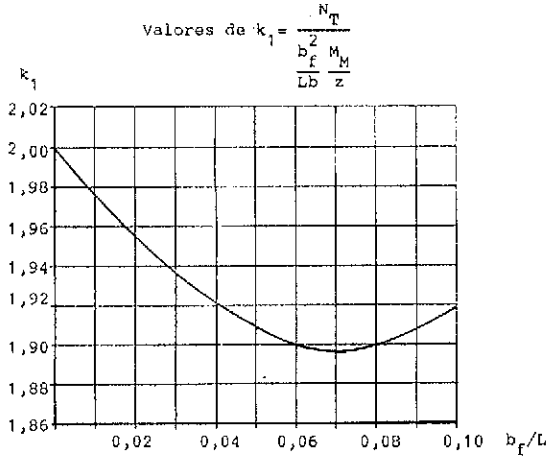


Fig. 10. Valores del coeficiente k_1.

$$k_1 = \frac{e_y}{b_f} : \frac{k_z}{L} = \frac{e_y}{k_z}\frac{L}{b_f}$$

con la relación b_f/L. En definitiva, y teniendo en cuenta la ecuación (6), resulta:

$$N_T = \frac{e_y}{k_z} N_f = k_1 \frac{b_f}{L} N_f = k_1 \frac{b_f^2}{Lb}\frac{M_M}{z}$$

y de un modo aproximado:

$$N_T = 1{,}91 \frac{b_f^2}{Lb}\frac{M_M}{z} \qquad (10)$$

El esfuerzo promedio de tracción (por metro lineal) es:

$$n_p = \frac{N_T}{c} = \frac{k_1}{(0{,}47 - 0{,}4\frac{b_f}{L})\,L}\frac{b_f^2}{Lb}\frac{M_M}{z} = k_2 \frac{b_f^2}{L^2}\frac{M_M}{bz} \qquad (11)$$

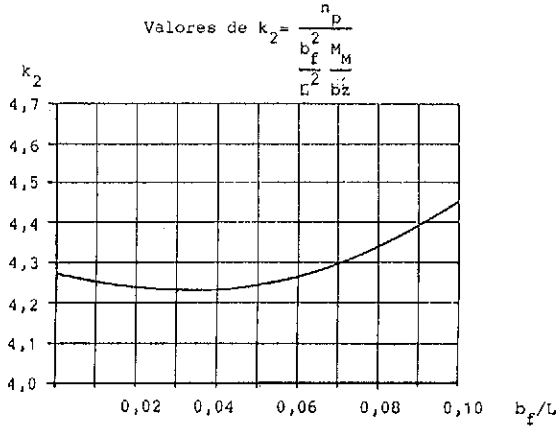


Fig. 11. Valores del coeficiente k_2.

En el gráfico de la figura 11 aparece la correlación del coeficiente adimensional k_2 con el cociente o anchura relativa b_f/L. Como puede observarse en dicho gráfico, la simplificación consistente en admitir que $k_2 = 4{,}4$ constituye una sencilla valoración que queda del lado de la seguridad en todo el campo de variación del cociente b_f/L por debajo de 0,09. Por encima de este valor, y dada la limitación normativa del ala a 0,1 L, resulta que, en esa zona extrema, el error cometido es sólo del 1%. En consecuencia, se admite la simplificación de que:

$$n_p = (n_T)_{promedio} = 4{,}4 \frac{b_f^2}{L^2}\frac{M_M}{bz} \qquad (12)$$

En el caso particular de vigas simplemente apoyadas en sus extremos, sometidas a la acción de una carga límite o mayorada

$$q_l = \gamma_f q \qquad (13)$$

uniformemente repartida por metro lineal de pieza, la tracción media generada, también por metro lineal de pieza, es:

$$n_p = 4{,}4 \frac{b_f^2}{L^2}\frac{q_l L^2}{8bz} = 0{,}55 \frac{b_f^2}{bz} q_l \qquad (14)$$

Obsérvese que la tracción transversal unitaria viene expresada en las mismas unidades que q_l, una carga, también unitaria, que aquí tiene el carácter de una carga límite, al igual que el momento máximo positivo M_M de la ecuación (12).

Como queda representado en la figura 9, el valor promedio n_p cubre la mayor parte de la zona "c" sometida a tracción transversal. En las proximidades del apoyo (o punto de momento nulo) aparece, curiosamente, un bulbo o zona en la cual las cargas unitarias n_T superan el valor promedio n_p. De un modo aproximado, puede decirse que este bulbo tiene una extensión del orden del décimo de la luz, y que en el

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

centro de esa protuberancia, distante del centro del vano la separación

$$u = 0{,}44\ L - 0{,}8\ b_f \qquad (15)$$

la tracción n_T alcanza un valor máximo

$$n_M = (n_T)_{máx} = 1{,}5\ n_p.$$

En consecuencia, la armadura transversal, dispuesta para absorber las tracciones n_T, deberá disponerse con una menor separación entre barras, en esta zona singular.

Como en la figura 1 se indica, el precedente razonamiento ha partido del supuesto de que la carga "q", uniformemente repartida por metro lineal, está aplicada sobre el nervio. Si no fuera así, si la carga, que ahora vamos a denominar p_ℓ, se repartiera por igual por toda la superficie b_f de la pieza, aparecerían, además de las tracciones n_T unas reacciones v_y verticales (figura 4), cortantes y unitarias

$$v_y = p_\ell\ b_f$$

junto con unas tensiones σ_y, normales al nervio, causadas por el momento transversal unitario

$$M_t = \frac{1}{2}\ p_\ell\ b^2_f \qquad (16)$$

en donde p_ℓ tiene el carácter de una presión límite, es decir, mayorada por el coeficiente de seguridad parcial γ_f. De este modo, el momento transversal M_t, tiene el mismo carácter que los momentos límites M_d y M_M longitudinales. Por consiguiente

$$q_\ell = p_\ell b \qquad (17)$$

Entre uno y otro planteamiento, la única diferencia existente es que ahora la carga límite

$$p_\ell = \gamma_f p$$

genera, además de las tracciones unitarias n_T y las reacciones v_y, las tensiones σ_y debidas al momento M_t (figura 4). En consecuencia, la sección de arranque de las alas, de espesor h_f, estará sometida, por unidad de longitud, a la acción combinada de una flexotracción creada por

a) El momento flector transversal M_t, por unidad de longitud.

b) La tracción n_T, por unidad de longitud.

c) El esfuerzo rasante τ_s, por unidad de longitud.

d) La reacción cortante "v" por unidad de longitud.

DEDUCCION DE LAS ARMADURAS LONGITUDINALES

En las fórmulas precedentes aparece la magnitud z como distancia representativa del brazo mecánico de la sección en T de la viga, en su función mecánica de resistir los momentos longitudinales cuyo valor positivo máximo es M_M. Admitiendo para el hormigón un diagrama rectangular de tensión-deformación, el brazo mecánico puede expresarse por su valor límite:

$$z = d - 0{,}4\ h_f \qquad (19)$$

Si, para simplificar, denominamos

$$F_o = 0{,}85\ f_{cd} b\ h_f \qquad (20)$$

y

$$M_o = 0{,}8\ F_o\ (d - 0{,}4\ h_f) \qquad (21)$$

resultará que si el momento longitudinal mayorado fuera, en una sección que dista "s" del origen:

$$M_d = \gamma_f\ M_s < M_o \qquad (22)$$

la pieza no necesitaría, en esa sección, armadura longitudinal en compresión, y la armadura en tracción sería:

$$A_s\ f_{yd} = \frac{M_d}{d - 0{,}4\ h_f} \qquad (23)$$

El momento M_o (ec. 21), representa la capacidad límite resistente de la sección en T, en la hipótesis de que la fibra neutra de deformaciones coincida con el borde inferior del ala de espesor h_f. Puesto que:

$$z = d - 0{,}4\ h_f$$

es el brazo mecánico, resultará que

$$\frac{M_o}{z} = 0{,}8\ F_o$$

es el esfuerzo de compresión que el hormigón retiene en todo el área bh_f de la cabeza, esfuerzo de compresión límite que, por supuesto, debe estar equilibrado por el esfuerzo de tracción desarrollado por la armadura

$$(A_s\ f_{yd})_o = 0{,}8\ F_o$$

necesaria para absorber ese momento crítico M_o. Partiendo de este particular estado de deformaciones, la sección queda aún facultada para soportar momentos mayores; bastará con disponer, arriba y abajo, en compresión y en tracción, unas armaduras que, teniendo la misma capacidad resistente, y estando separados sus respectivos baricentros la distancia

$$d_s = d - d'$$

retengan el exceso de momento que sobrepase el valor M_o, es decir que:

$$A'_s\ \sigma'_s = \frac{M_d - M_o}{d - d'} \qquad (24)$$

y

$$A_s\ f_{yd} = 0{,}8\ F_o + A'_s\ \sigma'_s \qquad (25)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

En estas expresiones d' es el recubrimiento teórico de la armadura A'_s, o distancia de su baricentro al borde de la sección, y σ'_s la tensión a la cual trabaja la armadura comprimida por la flexión.

Admitiendo que el acortamiento unitario de agotamiento del hormigón en la fibra extrema es

$$\varepsilon_c = 0{,}0035$$

la deformación de la armadura A'_s será:

$$\varepsilon'_s = 0{,}0035 - 0{,}0035 \frac{d'}{h_f}$$

deformación que, como acaba de deducirse, depende de la relación entre el recubrimiento y el espesor del ala. Aceptando como ley de tensión-deformación del acero la relación

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0{,}823 \left[\frac{\sigma_s}{f_{yd}} - 0{,}7\right]^5$$

se deduce en las adjuntas tablas I y II, la tensión σ'_s en función del cociente d'/h_f.

ARMADURAS TRANSVERSALES EN LAS ALAS

En contra de la opinión de algunos tratadistas (ref. 14), no se estima acertado admitir, en la sección de encuentro del nervio con las alas, que el hormigón retiene una parte del esfuerzo rasante. El esfuerzo de tracción n_t merma la capacidad resistente de la unión ala-nervio, una unión que, por si fuera poco, puede estar aún más debilitada por la flexión transversal M_t, junto con la acción tangencial vertical v_y (figura 4). Suponiendo que el cálculo de la sección A_{ST1} (por metro lineal) de la armadura ortogonal, se valore en función de las tres solicitaciones unitarias M_t, v_y y n_t, la tracción diagonal que produce el esfuerzo rasante

$$v_s = \tau_s \, h_f$$

se considera que debe estar íntegramente retenida, bien sea por una armadura compuesta por barras diagonales de sección A_{45}, del tipo de la dibujada en las figuras 12 y 13, o bien por una armadura A_{ST2}, también horizontal, pero ahora normal a la directriz, formada por barras transversales paralelas y complementarias a la A_{ST1} (figura 14).

En el primer caso (figura 13), si τ_s es la tensión rasante que actúa sobre el paralelepípedo elemental AA'a'a, esa distribución tensional (figura 13 b), es equivalente a la indicada en el cubo infinitesimal de la figura 13 c. En estas

TABLA I

Aceros de 400 MPa de límite elástico garantizado

Relación $\frac{d'}{h_f}$	Valores de σ'_s en MPa
0,03	345
0,11	342
0,15	340
0,25	335
0,33	330
0,39	325
0,44	320
0,49	315
0,52	310
0,54	305
0,56	300
0,58	295
0,60	290
0,61	285

TABLA II

Aceros de 500 MPa de límite elástico garantizado

Relación $\frac{d'}{h_f}$	Valores de σ'_s en MPa
0,03	425
0,11	420
0,18	415
0,24	410
0,29	405
0,33	400
0,37	395
0,40	390
0,42	385
0,44	380
0,46	375
0,48	370
0,49	365
0,50	360

condiciones, y llamando s_{45} a la distancia (medida paralelamente a la directriz) entre barras de sección A_{45}, resultará que:

$$A_{45} \, f_{yd} > \sigma_{45} \, h_f \, s_{45} \frac{\sqrt{2}}{2} = 0{,}7 \, s_{45} \, \tau_s \, h_f \qquad (26)$$

Puesto que, según la ecuación (3)

$$\tau_s = \frac{b_f}{b} \frac{v_s}{h_f z} \qquad (3)$$

y dado que

$$z = d - 0{,}4 \, h_f \qquad (27)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

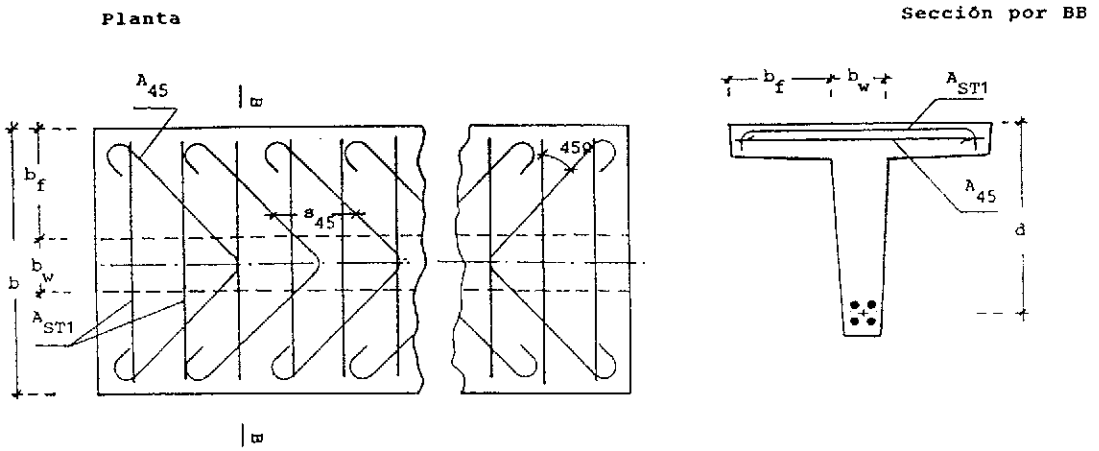


Fig. 12. Armado, frente a la tracción oblicua creada por el esfuerzo rasante, mediante barras diagonalmente dispuestas en el ala.

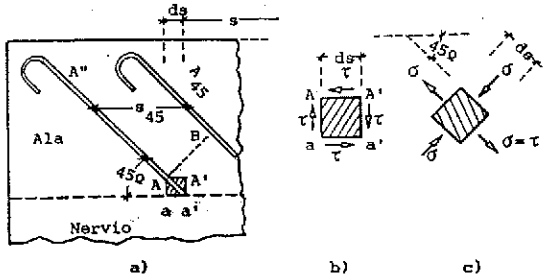


Fig. 13. Tensiones tangenciales y principales, generadas por los esfuerzos rasantes.

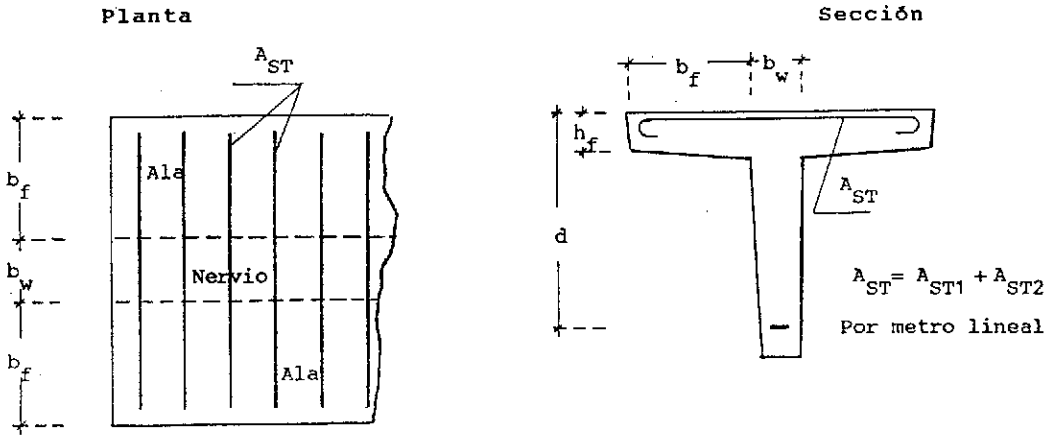


Fig. 14. Disposición de barras normales al nervio, como armadura de retención de las tracciones, tanto transversales como diagonales, causadas por los esfuerzos rasantes.

la capacidad mecánica de la barra AA" (o de las barras situadas en AA"), debe ser:

$$A_{45}\, f_{yd} > 0{,}7\, \frac{b_f}{b}\, \frac{V_s}{z}\, s_{45} \qquad (28)$$

que equivale a definir la separación longitudinal s_{45} entre barras como:

$$s_{45} < 1{,}4\, \frac{A_{45}\, f_{yd}}{U_f} \qquad (29)$$

siendo:

$$U_f = \frac{b_f}{b\, d - 0{,}4\, h_f}\, V_s \qquad (30)$$

En el caso particular de que sobre la viga actúe una carga mayorada, uniformemente repartida, q_f, y llamando, como antes, "s" a la distancia al centro del vano

$$V_s = s\, q_f \qquad (31)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

En esta hipótesis, la ecuación (28) se transforma en:

$$A_{45}\, f_{yd} > 0{,}7 \frac{b_f}{b} \frac{s q_\ell}{z} s_{45} \qquad (32)$$

con lo que la separación entre barras es:

$$s_{45} < 1{,}4 \frac{bz}{b_f q_\ell} \frac{A_{45}\, f_{yd}}{s} = 1{,}4 \frac{A_{45} f_{yd}}{\tau_s\, h_f}$$

Siendo la sección más crítica la situada en el entorno de s = 0,4 L, resulta que, en los extremos de la viga, la separación entre barras debe ser:

$$(s_{45})_{mín.} = 1{,}4 \frac{bz}{b_f q_\ell} \frac{A_{45}\, f_{yd}}{0{,}4\ L} = 1{,}4 \frac{A_{45}\, f_{yd}}{h_f (\tau_s)_{0,4}} \qquad (33)$$

separación de barras que, en las secciones centrales, allí donde

$$-0{,}2\ L < s < 0{,}2\ L$$

puede aumentarse al doble

$$(s_{45})_{0,2} < 7 \frac{bz}{b_f q_\ell} \frac{A_{45}\, f_{yd}}{L} \qquad (34)$$

Como anteriormente se ha indicado, además de esta armadura diagonal, será preciso disponer, también en las alas, una armadura transversal, de sección A_{ST1} por metro lineal, capaz de resistir la flexotracción creada en las alas por el momento unitario m_t, acompañado del esfuerzo tangencial v_y, también unitario, y de la tracción n_T, una tracción unitaria que, si la carga mayorada q_ℓ (por metro lineal) estuviera uniformemente repartida, sería (también por metro lineal) igual a

$$n_p = 0{,}55 \frac{b_f^2}{bz} q_\ell \qquad (14)$$

Si la armadura transversal de costura del ala con el nervio, en vez de formar un ángulo de 45º con la directriz, fuera perpendicular al plano longitudinal de simetría de la pieza (figura 14), la sección de la armadura A_{ST2} que, por metro lineal, habría que disponer (además de la A_{ST1} necesaria para resistir la solicitación compuesta por m_t, n_p y v_y), sería:

$$A_{ST2}\, f_{yd} > \frac{b_f}{bz} s\, q_\ell \qquad (35)$$

Como puede comprobarse, la misma cantidad de acero se precisa disponer mediante una costura con barras diagonales (figura 12), que con un armado transversal A_{ST2} complementario al A_{ST1} (figura 14). Aun cuando en la práctica, esta última solución pueda parecer de una más sencilla ejecución por parte de los ferrallistas, lo cierto es que la solución de la figura 12, con una parte de sus barras a 45º, se estima como técnicamente más eficaz, al desdoblarse la costura en dos familias de barras, mejor orientadas para coser las fisuras y retener las deformaciones causadas por la compleja solicitación actuante en las alas.

EJEMPLOS NUMERICOS

Ejemplo nº 1. Cálculo convencional

Una viga de sección en T, de dimensiones b = 1,60 m, b_f = 0,70 m, b_w = 0,20 m, h_f = 0,10 m, y h = 0,60 m, está simplemente apoyada en sus extremos, salvando una luz de 14 m. Sobre esta viga actúa una carga de 4,25 KN/m^2, uniformemente extendida sobre toda la anchura de la pieza. El acero empleado se supone de 400 MPa de límite elástico garantizado, y el hormigón de 30 MPa de resistencia característica. Se supone un tamaño máximo del árido de 16 mm, un recubrimiento de 3 cm para las barras principales, y unos coeficientes de seguridad normales (γ_f = 1,6 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5).

Admitiendo un peso específico para el hormigón de 25 KN/m^3, el peso de un metro lineal de pieza es:

$$g = 25\,(0{,}20 \times 0{,}60 + 2 \times 0{,}70 \times 0{,}10) = 6{,}5 \text{ KN/m}$$

La carga máxima prevista es:

$$q = 6{,}5 + 1{,}60 \times 4{,}25 = 13{,}3 \text{ KN/m} \qquad (36)$$

En el centro del vano el momento es:

$$M_s = \frac{1}{8} 13{,}3 \times 14^2 = 326 \text{ KNm} = 0{,}326 \text{ MNm}$$

Admitiendo un primer canto útil estimativo de

$$d = 0{,}85\ h = 0{,}51 \qquad (37)$$

un brazo mecánico de

$$z = d - 0{,}4\ h_f = 0{,}47 \text{ m} \qquad (38)$$

y dado que el momento límite o mayorado es

$$M_M = 1{,}6 \times 0{,}326 = 0{,}52 \text{ MNm}$$

el esfuerzo de tracción que la armadura longitudinal debe retener en el centro del vano es:

$$A_s\, f_{yd} = \frac{0{,}52}{0{,}47} = 1{,}1 \text{ MN}$$

que, en la adjunta Tabla III (ref. 15), corresponde a 10 ϕ 20, armadura que, distribuida en la forma que se indica en la figura 15, conduce a una altura baricéntrica de:

$$c_T = h - d = \frac{4 \times 0{,}04 + 4 \times 0{,}08 + 2 \times 0{,}12}{10} =$$

$$= 0{,}072 \text{ m}$$

Luego:

$$d = 0{,}60 - 0{,}072 = 0{,}528 \text{ m}$$

$$z = 0{,}528 - 0{,}4 \times 0{,}10 = 0{,}488 \text{ m}$$

$$A_s\, f_{yd} = \frac{0{,}52}{0{,}488} = 1{,}07 \text{ MN}$$

que, en la Tabla III, corresponde a 10 ϕ 20, confirmando el ajuste de los valores (37) y (38).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

TABLA III

Capacidad mecánica $A_s f_{yd}$ de las armaduras
Aceros de 400 MPa de límite elástico garantizado
$\gamma_s = 1{,}15 \quad f_{yd} = 400/1{,}15 = 347{,}8$ MPa

Núm.	Diámetros nominales								
	ϕ 6	ϕ 8	ϕ 10	ϕ 12	ϕ 16	ϕ 20	ϕ 25	ϕ 32	ϕ 40
1	0,01	0,02	0,03	0,04	0,07	0,11	0,17	0,28	0,44
2	0,02	0,03	0,05	0,08	0,14	0,22	0,34	0,56	0,87
3	0,03	0,05	0,08	0,12	0,21	0,33	0,51	0,84	1,31
4	0,04	0,07	0,11	0,16	0,30	0,44	0,68	1,12	1,75
5	0,05	0,09	0,14	0,20	0,35	0,55	0,85	1,40	2,19
6	0,06	0,10	0,16	0,24	0,42	0,66	1,02	1,68	2,62
8	0,08	0,14	0,22	0,31	0,56	0,87	1,37	2,24	3,50
10	0,10	0,17	0,27	0,39	0,70	1,09	1,71	2,80	4,37
12	0,12	0,21	0,33	0,47	0,84	1,31	2,05	3,36	5,25
14	0,14	0,24	0,38	0,55	0,98	1,53	2,39	3,92	6,12
16	0,16	0,28	0,44	0,63	1,12	1,75	2,73	4,48	6,99
18	0,18	0,31	0,49	0,71	1,26	1,97	3,07	5,04	7,87
20	0,20	0,35	0,55	0,79	1,40	2,19	3,41	5,59	8,74
22	0,22	0,38	0,60	0,87	1,54	2,40	3,76	6,15	9,62
24	0,24	0,42	0,66	0,94	1,68	2,62	4,10	6,71	10,5
26	0,26	0,45	0,71	1,02	1,82	2,84	4,44	7,27	11,4
28	0,28	0,49	0,76	1,10	1,96	3,06	4,78	7,83	12,2
30	0,30	0,52	0,82	1,18	2,10	3,28	5,12	8,39	13,1

Los valores de este cuadro están expresados en MN
(1 MN = 102 toneladas métricas)

TABLA IV

Capacidad mecánica $A_s f_{yd}$ de las armaduras en MN
Aceros de 500 MPa de límite elástico garantizado
$\gamma_s = 1{,}15 \quad f_{yd} = 500/1{,}15 = 435$ MPa

Núm.	Diámetros nominales						
	ϕ 6	ϕ 8	ϕ 10	ϕ 12	ϕ 16	ϕ 20	ϕ 25
1	0,01	0,02	0,03	0,05	0,09	0,14	0,21
2	0,02	0,04	0,07	0,10	0,17	0,27	0,43
3	0,04	0,07	0,10	0,15	0,26	0,41	0,64
4	0,05	0,09	0,14	0,20	0,35	0,55	0,85
5	0,06	0,11	0,17	0,25	0,44	0,68	1,07
6	0,07	0,13	0,20	0,30	0,52	0,82	1,28
8	0,10	0,17	0,27	0,39	0,70	1,09	1,70
10	0,12	0,22	0,34	0,49	0,87	1,37	2,13
12	0,15	0,26	0,41	0,59	1,05	1,64	2,56
14	0,17	0,31	0,48	0,69	1,22	1,91	2,99
16	0,20	0,35	0,55	0,79	1,40	2,19	3,41
18	0,22	0,39	0,61	0,89	1,57	2,46	3,84
20	0,25	0,44	0,68	0,98	1,75	2,73	4,27
22	0,27	0,48	0,75	1,08	1,92	3,00	4,70
24	0,30	0,52	0,82	1,18	2,10	3,28	5,12
26	0,32	0,57	0,89	1,28	2,27	3,55	5,55
28	0,34	0,61	0,96	1,38	2,45	3,82	5,98
30	0,37	0,66	1,02	1,48	2,62	4,10	6,40

Los valores de este cuadro están expresados en MN
(1 MN = 102 toneladas métricas)

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

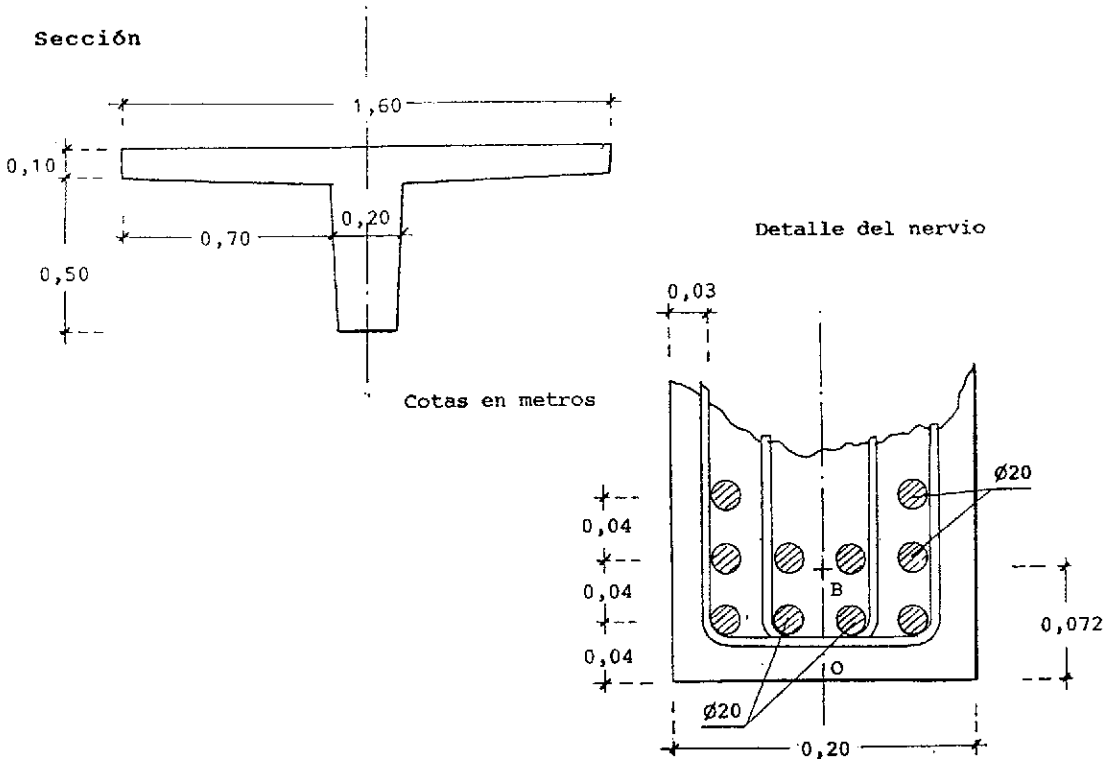


Fig. 15. Ejemplo n° 1. Dimensiones transversales de la sección.

Transversalmente, en el arranque de las alas, el esfuerzo cortante vertical es, por metro lineal de directriz,

$$v_y = 25 \text{ x } 0,7 \text{ x } 0,1 + 4,25 \text{ x } 0,7 = 4,725 \text{ KN/m}$$

acción tangencial que, en la citada sección de arranque, viene acompañada de un momento flector unitario

$$m_t = -\frac{1}{2} 0,7 \text{ x } 4,725 = -1,65 \text{ KN}$$

Más importante que la acción tangencial vertical, es la horizontal rasante, acción que viene definida por:

$$\tau_s = \frac{b_f}{b} \frac{s}{h_f z} q$$

en donde "s" representa la distancia de la sección genérica, al centro del vano. A una distancia de s = 0,4 L que, a estos efectos, se considera como crítica, la tensión rasante es:

$$\tau_s = \frac{0,7}{1,6} \frac{0,4 \text{ x } 14}{0,1 \text{ x } 0,488} q$$

en donde "q" (según 36), es:

$$q = 13,3 \text{ KN/m} = 0,0133 \text{ MN/m}$$

y, por tanto,

$$\tau_s = 50,2 \text{ x } 0,0133 = 0,668 \text{ MPa}$$

Multiplicando estas cargas por el correspondiente coeficiente amplificador ($\gamma_f = 1,6$), resultan las siguientes acciones mayoradas

$$\begin{aligned} v_y &= 0,00756 \text{ MN/m} \\ m_t &= -0,00264 \text{ MN} \\ \tau_s &= 1,07 \text{ MPa} \end{aligned} \qquad (39)$$

Como puede observarse, la acción tangencial v_y es despreciable comparada con la tensión rasante. Si, por tratarse de un cálculo convencional, no tuviéramos en cuenta la tracción expresada por la fórmula (14), el momento flector unitario m_t determinaría la armadura transversal, también por metro lineal

$$A_{ST} f_{yd} = \frac{m_t}{z_f}$$

expresión en la cual z_f representa el brazo mecánico del ala

$$z_f = 0,9 (h_f - 0,035) = 0,9 \text{ x } 0,065 = 0,0585 \text{ m}$$

En consecuencia, la sección A_{ST} de la armadura transversal es, por metro lineal:

$$A_{ST} f_{yd} = \frac{0,00264}{0,0585} = 0,045 \text{ MN/m}$$

y, según la Tabla III

$$A_{ST} f_{yd} = 1 \phi 6, \text{ cada } \frac{0,01}{0,045} = 0,22 \text{ m} \qquad (40)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Aparte de esta armadura, ortogonal a la directriz y dispuesta para resistir los efectos de la flexión que la carga "q" ejerce sobre las alas, se precisa colocar la armadura transversal de costura que impida el posible deslizamiento longitudinal de las alas respecto al nervio, acción motivada por la tensión rasante τ_s. A tal efecto, en los extremos de la viga, entendiendo como tal aquella zona que diste más de 0,3 L del centro, se dispondrán, diagonalmente, barras ϕ 6, de 400 MPa de límite elástico (capacidad mecánica 1 ϕ 6 = 0,01 MN), con una separación s_{45} (figura 12), dada por la fórmula (33)

$$s_{45} = 1{,}4 \frac{0{,}01}{0{,}10 \times 1{,}07} = 0{,}13 \text{ m} \qquad (41)$$

En la zona central de la viga, aquélla que dista del centro menos de 0,2 L = 2,80 m, la separación de estas barras diagonales, medida paralelamente a la directriz, podrá aumentarse al doble (0,25 m).

Ejemplo nº 2. Cálculo comparativo

Con la finalidad de obtener unos resultados comparativos, consideremos ahora el mismo caso anterior, pero teniendo en cuenta, en beneficio del rigor conceptual, la tracción expresada en la igualdad (14):

$$n_p = 0{,}55 \frac{b_f^2}{bz} q_\ell \qquad (14)$$

en donde q_ℓ es, según (36), la carga mayorada

$$q_\ell = \gamma_f q = 1{,}6 \times 0{,}0133 = 0{,}0213 \text{ MN/m}$$

con lo que:

$$n_p = 0{,}55 \frac{0{,}70^2}{1{,}6 \times 0{,}488} 0{,}0213 = 0{,}00735 \text{ MN/m}$$

tracción uniforme que, por metro lineal, se supone aplicada en el centro del espesor del ala. Puesto que, simultáneamente, existe aplicado un momento transversal unitario

$$m_t = -\ 0{,}00264 \text{ MN}$$

resulta que (figura 16), la pareja de solicitaciones n_T, m_t, equivale a otra pareja de esfuerzos unitarios

$$n_p = 0{,}00735 \text{ MN/m}$$

$$m_T = -\ 0{,}00264 + 0{,}00735 \times 0{,}015 = -\ 0{,}0025 \text{ MN}$$

Este último momento, también por unidad de longitud, precisa la disposición de una primera armadura transversal, de:

$$A_{S1} f_{yd} = \frac{m_T}{z_f} = \frac{0{,}0025}{0{,}0585} = 0{,}0427 \text{ MN/m}$$

y de una segunda de

$$A_{S2} f_{yd} = n_p = 0{,}0073 \text{ MN/m}$$

es decir, una armadura transversal, perpendicular a la directriz de la pieza, situada a 3,5 cm del paramento superior, y cuya capacidad mecánica, por metro lineal, sea:

$$A_{ST} f_{yd} = 0{,}0427 + 0{,}0073 = 0{,}05 \text{ MN/m} =$$
$$= 5\ \phi\ 6/\text{m} = 1\ \phi\ 6, \text{ cada } 20 \text{ cm} \qquad (42)$$

un 13% mayor que la obtenida en (40). Como se sobrentiende, junto con esta armadura transversal, se dispondrá, igualmente, el conjunto de barras diagonales ϕ 6 separadas a 13 cm en los extremos y a 25 cm en el centro, y que se colocan para coartar la tendencia del ala al deslizamiento producido por efecto de la tensión rasante τ_s, conforme se indicó en el ejemplo precedente.

En relación con la singularidad que presenta el lóbulo de tensiones n_T (figura 9) en las proximidades de su valor máximo (ec. 15), se deduce que, en dicha zona, situada a

$$u = 0{,}44 \text{ L} - 0{,}8 \text{ b}_f = 5{,}60 \text{ m} \qquad (15)$$

del centro de la pieza, la tracción unitaria puede alcanzar el valor de:

$$n_M = 1{,}5 \text{ n}_p = 0{,}011 \text{ MN/m}$$

que, junto con el momento transversal

$$m_T = -\ 0{,}00264 + 0{,}011 \times 0{,}015 = -\ 0{,}0025 \text{ MN}$$

originan la pareja de solicitaciones que determinan la armadura en tracción necesaria en ese reducido entorno

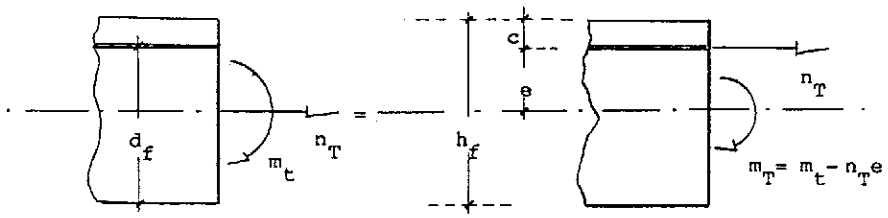


Fig. 16. Artificio numérico para el cálculo de las secciones sometidas a flexión y tracción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

$$A_{ST}\, f_{yd} = \frac{0{,}0025}{0{,}0585} + 0{,}011 = 0{,}053 \text{ MN/m} = 1\ \phi\ 6, \text{ cada } 19 \text{ cm} \qquad (43)$$

diferencia que, en relación con la armadura (42), se considera despreciable dada la reducida extensión de ese lóbulo.

COMENTARIO FINAL

El caso de cargas únicamente aplicadas sobre el reducido ancho del nervio, se considera como atípico. Cuando, como es lo más frecuente, la carga se extiende por las alas, el incremento de armaduras necesarias para compensar las tracciones transversales n_T, rara vez supera el valor del 15%. En consecuencia, la consideración de esa tracción habitualmente ignorada, tiene el carácter de una precisión que, dado su escaso valor relativo, admite fuertes simplificaciones en su estimación cuantitativa. Sin embargo, despreciar sistemáticamente una tracción que realmente existe, parece una injustificada temeridad, ya que, en todo caso, se introduce un error en perjuicio de la seguridad estructural.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1.—R.P. Johnson. Longitudinal shear strength of composite beams. ACI Journal. Vol. 67, nº 6. Junio 1970.

2.—P.E. Regan, A. Placas. Limit state design for shear in rectangular and T beams. Magazine of concrete research (Wexham Springs). Vol. 22, nº 73. Diciembre 1970.

3.—ACI-ASCE Committee 426. The shear strength of reinforced concrete members. Proceedings ASCE. V. 99, ST6. Junio 1973.

4.—C.T. Marley, S. Rajendran. The strength and effective width of reinforced concrete flanges. Proceedings. Institution of Civil Engineers. Part. 2. V. 59. London. Marzo 1975.

5.—H. Badawy, H. Bachmann. Versuche über Langsschub und Querbiegung in Druckplatten von Betontragern. (Ensayo de alas comprimidas en vigas de hormigón bajo esfuerzos rasantes y flexión transversal). Report nº 6504-8. ETH, Zurich, 1977.

6.—H. Bachmann. Langsschub und Querbiegung in Druckplatten von Betontragern. (Vigas de hormigón, de sección en T, sometidas a esfuerzos rasantes y flexión transversal). Beton-und Stahlbetonbau nº 3. Berlín, 1978.

7.—H. Bachmann, A. Bacchetta. Teilweise Vorspannung für Langsschub und Querbiegung in Druckplatten von Betontragern. (Pretensado parcial para resistir los esfuerzos rasantes y la flexión transversal, en las alas comprimidas de las vigas de hormigón). Beton-und Stahlbetonbau nº 5. Berlín, 1978.

8.—CEB-FIP. Model Code. Comité Euro-International du Béton. Fédération Internationale de la Précontrainte. 1978.

9.—C. Davies. Test on half-scale steel-concrete composite beams with welded stud connectors. The Structural Engineer. Vol. 47, nº 1. London. Enero, 1979.

10.—J. Eibl, E. Kühn. Versuche an Stahlbetonplattenbalken mit gezogener Platte. (Ensayos de vigas de hormigón, con sus alas en tracción). Beton-und Stahlbetonbau nº 7 y 8. Berlín. Julio-Agosto, 1979.

11.—A.G. Razaqpur, A. Ghali. Shear lag analysis in reinforced concrete. Proceedings IABSE. Deflt, 1981.

12.—G.A.M. Ghoneim, A. Ghali. Non linear analysis of concrete structures. Canadian Journal of Civil Engineering. V. 9, nº 3. Ottawa. Septiembre, 1982.

13.—A.G. Razaqpur, A. Ghali. Forces at the flange-web connections in T-beams. Canadian Journal of Civil Engineering. V. 11, nº 4. Ottawa. Diciembre, 1984.

14.—A.G. Razaqpur, A. Ghali. Design of traverse reinforcement in flanges of T-beams. ACI Journal. Vol. 83, nº 4. Julio-Agosto, 1986.

15.—A. Páez. Hormigón armado. Ed. Reverté. Barcelona, 1986.

16.—S.A. Mirza, R.W. Furlong, J.S. Ma. Flexural shear and ledge reinforcement in concrete inverted T girders. ACI Structural Journal. Vol. 85, nº 5. Septiembre-Octubre, 1988.

NOTACION

a) Mayúsculas latinas

A_s Armadura longitudinal en tracción.

A'_s Armadura longitudinal en compresión.

A_{45} Sección de las barras diagonales (figura 12), dispuestas en las alas para retener el esfuerzo rasante.

A_{ST} Sección de la armadura transversal del ala, por metro lineal de directriz.

A_{ST1} Fracción de la armadura A_{ST}, destinada a resistir las acciones de M_t, n_T y v_y.

A_{ST2} Fracción de la armadura A_{ST}, dispuesta para retener el esfuerzo rasante del ala.

F_o Fuerza $F_o = 0{,}85\ f_{cd}\ b\ h_f$.

L Luz del vano. Distancia entre secciones de momento nulo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

M_M Momento longitudinal máximo.

M_d Momento de diseño $M_d = \gamma_f M_s$.

M_o Momento crítico $M_o = 0{,}8\ F_o\ (d - 0{,}4\ h_f)$.

M_s Momento previsto de servicio, en la sección que dista "s" de un origen.

M_t Momento transversal creado, en el arranque del ala (figura 4), por la acción de las cargas verticales que actúan fuera del nervio.

N_C Resultante, sobre el nervio (figura 5), de los esfuerzos transversales de compresión.

N_f Esfuerzo longitudinal de compresión sobre el ala (figuras 4, 5 y 6).

N_s Esfuerzo sobre la cabeza de compresión de la viga $N_f = N_s\ b_f/b$.

N_T Resultante de los esfuerzos transversales de tracción (figura 5).

V_s Esfuerzo cortante creado por la flexión M_s.

b) Minúsculas latinas

a Distancia del apoyo "0" (figura 9) o punto de momento nulo, a la sección "W" donde terminan las compresiones transversales.

b Anchura total de la viga (figura 1).

b_f Anchura del ala $b = 2\ b_f + b_w$ (figura 1).

b_w Anchura del nervio (figura 1).

c Distancia al centro del vano (o sección de momento máximo), de la sección "W" en donde las tracciones transversales n_T se anulan (figura 9).

d Canto útil.

d' Recubrimiento teórico. Distancia del baricentro de la armadura A'_s al borde comprimido.

dN_f Incremento infinitesimal de compresión en el ala.

ds Distancia elemental (figura 4).

e_y Distancia al nervio, de la resultante N_f de compresiones sobre el ala (figura 5).

f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$.

f_{ck} Resistencia característica del hormigón.

f_{yd} Límite elástico de cálculo $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$.

f_{yk} Límite elástico garantizado de la armadura.

h_f Espesor del ala.

j Distancia del apoyo, o punto de momento nulo, a la resultante N_f de los esfuerzos de tracción en el tramo WT (figura 9).

k_z Brazo del par de fuerzas $N_T = N_C$.

m_t Momento transversal M_t, por metro lineal.

n_M Valor máximo de las tracciones transversales n_T.

n_m Valor mínimo de las tracciones transversales n_T (figura 9).

n_p Valor medio de las tracciones transversales n_T.

n_T Esfuerzo de tracción transversal sobre el nervio, por metro lineal de pieza.

p Carga vertical que, por metro cuadrado, actúa sobre el ala.

p_ℓ Carga vertical mayorada $p_\ell = \gamma_f p$.

q Carga máxima prevista, por metro lineal de directriz.

q_ℓ Carga mayorada, por unidad de longitud.

s Distancia de una sección al origen (el centro del vano).

s_{45} Distancia, paralela a la directriz, entre barras diagonales (figura 12).

u Distancia del centro del vano (o sección de máximo momento), a la sección de máximo esfuerzo transversal unitario n_T.

v Reacción transversal rasante, por metro lineal.

v_y Reacción vertical tangencial, por unidad de longitud (figura 4).

z Brazo mecánico de la viga (en este caso $z = d - 0{,}4\ h_f$).

c) Minúsculas griegas

σ_s Tensión de tracción en la armadura A_s.

σ'_s Tensión de compresión en la armadura A'_s.

σ_y Tensión normal al nervio.

τ_s Tensión tangencial rasante.

RESUMEN

Bajo la acción de momentos positivos, las alas de las vigas de sección en T están longitudinalmente comprimidas; una compresión que se anula al llegar a la sección de momento nulo. La transferencia de esas compresiones al nervio, no sólo determina la presencia de las conocidas tensiones tangenciales rasantes, sino que, ade-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

más, aparecen unas tracciones transversales, nada despreciables, en el encuentro de las alas con el nervio de la viga. La circunstancia de que, estas tracciones, puedan motivar con su presencia una rotura anticipada de la pieza, hace que se reconsidere la valoración de las barras de costura que, transversalmente, deben disponerse en las alas y zona comprimida del nervio.

SUMMARY

The flanges of T beams are subjected, at their junctions with the web, to in-plane and bending forces which can produce the cracking of the flanges and, eventually, its separation from the web. This separation must be prevented by the provision of reinforcement in the flanges. A method, based on finite element analyses and other autors experimental data, is proposed for the design of this reinforcement.

* * *

II Congreso Iberoamericano de Patología de la Construcción y IV de Control de Calidad Con Pat. 93

Durante los días 6, 7 y 8 de octubre de 1993, va a celebrarse en Barquisimeto (Venezuela) el II Congreso Iberoamericano de "Patología de la Construcción" y el IV de "Control de Calidad".

Los objetivos de estos Congresos son:

- Dar a conocer los trabajos que sobre estas materias se hayan realizado a nivel Iberoamericano y difundir la información Técnico-Científica y los resultados de las investigaciones interdisciplinarias, relacionadas con la Patología, Control de Calidad, Rehabilitación de la Construcción y otras materias afines.
- Fomentar el intercambio de ideas y experiencias entre profesionales y organismos técnico-científicos relacionados con estas áreas de la Ingeniería a nivel iberoamericano.
- Cooperar con iniciativas tendentes a fomentar la aplicación de los nuevos avances en las áreas de Patología y Control de Calidad en Ingeniería, que garanticen un mejor desarrollo tecnológico de la construcción.

TEMARIO

Tema I
Patología de Materiales

—Cemento
—Agregado
—Acero
—Aditivos
—Otros

Tema II
Patología en Sistemas Estructurales

—Estructuras e Infraestructuras
—Estructuras e Infraestructuras en Zonas Sísmicas

Tema III
Patología en Instalaciones

—Sanitarias
—Eléctricas
—Mecánicas
—De Climatización
—Otros

Tema IV
Patología en Cerramientos y Acabados

—Albañilería
—Cubiertas
—Impermeabilizantes
—Juntas
—Juntas en Zonas Sísmicas
—Otros

Tema V
Patología en Obras de Vialidad y Comunicación

—Taludes
—Pavimentos
—Puentes
—Puertos

—Aeropuertos
—Vías férreas
—Otros

Tema VI
Patología en Obras HIdráulicas

—Canales
—Colectores
—Obras de Captación y Almacenamiento
—Otros

Tema VII
Patología en Instalaciones Industriales

—Petróleo
—Química
—Electricidad
—Otros

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tema VIII
Control de Calidad

—Proyecto
—Materiales
—Ejecución
—Mantenimiento

Tema IX
Aspectos Humanos y Socioeconómicos

—Comunidades
—Inversiones
—Compañías Aseguradoras

NORMAS PARA LA PRESENTACION DE LOS RESUMENES DE LOS TRABAJOS

1.—**OBJETO:** Seleccionar un conjunto de trabajos inéditos que habrán de constituir la documentación que se entregará a los participantes en las Reuniones.

2.—**CONTENIDO:** Deberá versar sobre las materias del temario del Congreso, quedando en libertad los autores para elegir el enfoque que deseen darle a los artículos: Trabajos de Investigación, Planificación, Estadística, Exposición de Proyectos, Obras realizadas, Materiales, etc.

3.—**PRESENTACION:**

a.—Título: Deberá ser explícito y preciso, reflejando claramente su contenido. Seguidamente se indicará nombre y apellidos del autor (o autores), Institución o Empresa que representa y país de origen.

b.—Resumen: Debe señalar con toda claridad y, como máximo, en 300 palabras, los objetivos, el planteamiento, metodología usada y conclusiones del trabajo. Deberá escribirse en una sola hoja tamaño DIN A4, con márgenes de 3,5 centímetros en el margen izquierdo y 2,5 centímetros en los demás, a máquina, a doble espacio y por una sola cara.

c.—Idiomas: Oficiales Iberoamericanos.

d.—Envío: El resumen de los trabajos deberá ceñirse a las normas contenidas en los anteriores apartados. Deberá ser enviado al: Apartado postal 400. UCLA. Barquisimeto. Venezuela; o al número de Fax: 00-58-051-413655.

INFORMACION ADICIONAL

Los interesados en recibir información adicional, deberán dirigirse a:

Comité Organizador del CON PAT. 93
C.C. El Parral, Of. 302
Barquisimeto. Venezuela
Teléfonos: (051) 54 11 60, 54 11.76 y 54 05 32
Fax: (051) 54 43 89 y 41 36 55

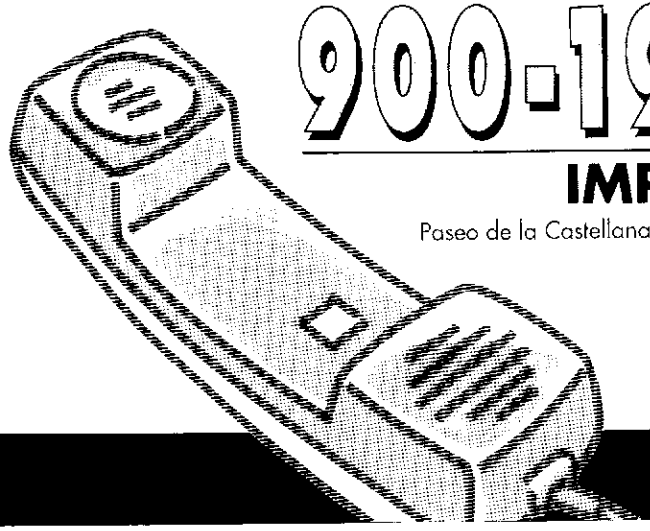
DERECHOS DE INSCRIPCION

—Hasta el mes de marzo de 1993: 195,00 $
—Desde el mes de abril de 1993: 250,00 $

INFORMACION DIRECTA PARA SU EMPRESA

A través de este teléfono le informamos puntualmente sobre ayudas de la Administración y creación de empresas, y le facilitamos el acceso a las bases de datos del IMPI:

- Ayudas públicas.
- Concursos públicos.
- Empresas subcontratistas.
- Empresas industriales.
- Oferta tecnológica española.
- Laboratorios de ensayo.
- Ferias y Exposiciones.
- Empresas de servicio.



900-190092

IMPI AL HABLA

Paseo de la Castellana, 141, planta 2.ª 28071 MADRID
Fax: (91) 582 93 99

IMPI
INSTITUTO DE LA PEQUEÑA Y MEDIANA EMPRESA INDUSTRIAL
MINISTERIO DE INDUSTRIA COMERCIO Y TURISMO

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

La evaluación y gestión de estructuras en servicio: ¿Un arte o una técnica?

Joan Ramón Casas i Rius
Juan Antonio Sobrino Almunia
Departamento de Ingeniería de la Construcción
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (UPC)

1. INTRODUCCION

El proyectista de estructuras, y en general de obras de ingeniería, es consciente, en el momento de diseño, de la existencia de un cierto nivel de riesgo durante la vida útil de la estructura, tanto de colapso como de fallo funcional. Este debe ser aceptado por la sociedad, al igual que asume (o más bien "sufre") dicho riesgo en los fenómenos de tipo natural. En el proyecto de estructuras la incertidumbre está asociada a todos los parámetros que intervienen en la cuantificación del comportamiento de las estructuras y la evaluación de las solicitaciones que va a soportar. Tanto la geometría, resistencia de los distintos materiales que intervienen, las relaciones entre los mismos, los procesos de construcción, los errores humanos, errores en los modelos de comportamiento, los factores ambientales durante la vida útil, degradación de las propiedades resistentes, las posibles solicitaciones exteriores y sus distintas combinaciones, deben ser considerados procesos de tipo aleatorio.

Lamentablemente, los recursos económicos disponibles son siempre limitados y se debe optimizar su inversión. La elección del nivel de seguridad óptimo es un problema de tipo económico, social e incluso ético. Así, la sociedad debe fijar, a través de sus Instituciones representativas, los límites aceptables de riesgo y, en consecuencia, el ingeniero podrá conocer hasta donde se puede llegar en la concepción de nuevas estructuras o en la verificación o evaluación de las existentes.

El empleo de métodos probabilísticos en proyecto se ha limitado, en la práctica del ingeniero civil proyectista, básicamente a los ámbitos de la ingeniería marítima e hidráulica. Es necesario predecir en muchos casos el máximo oleaje esperado, la máxima avenida, el máximo caudal, etc. En la ingeniería estructural, para obras "convencionales", en pocas ocasiones se realiza un estudio detallado de las acciones reales esperadas en términos probabilísticos. Ello puede plantearse en el caso de estructuras "singulares"; a la hora de evaluar el máximo viento esperado en obras de gran altura, oleaje en plataformas off-shore, acción del viento o del tráfico en puentes de gran luz, y en pocas más ocasiones.

En la práctica, los Códigos o Normas de diseño proporcionan al proyectista una serie de especificaciones y recomendaciones para el diseño, de forma simplificada pero realista, mediante una formulación de tipo semiprobabilista en la que subyacen criterios de probabilidad de fallo. Es en estos Códigos donde la Sociedad ha plasmado, de manera implícita, el nivel de riesgo que quiere asumir. Las incertidumbres inherentes a las variables que intervienen en la función de un cierto Estado Límite, así como las derivadas de otros aspectos (modelos de cálculo, errores de ejecución, etc.) se simplifican mediante la utilización de coeficientes de seguridad, tanto en la ponderación de las acciones como en la minoración de las resistencias que se deben considerar, y la definición de las hipótesis de carga y verificaciones que hay que realizar. En definitiva, un cálculo semiprobabilístico, que debe basarse en un análisis probabilístico más riguroso en la definición de los modelos de solicitación y respuesta, y en la calibración de los coeficientes de seguridad, con objeto de proporcionar un mismo nivel de seguridad en el diseño de nuevas estructuras y una reducción de los costos de construcción y mantenimiento durante la vida útil de las mismas [1] [2].

Por otra parte, las tareas de mantenimiento y rehabilitación de estructuras suponen, cada vez más, una importante partida de recursos para los organismos dedicados a la gestión de las infraestructuras viarias en los países desarrollados. El envejecimiento progresivo de las obras, y el hecho de que muchos puentes se han diseñado para soportar cargas muy inferiores a las actuales han contribuido a ello [3].

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

De este modo, el ingeniero civil y los organismos que gestionan infraestructuras viarias se enfrentan a una serie de nuevos problemas en la evaluación y gestión de puentes existentes que deben ser enfocados de manera radicalmente distinta a la que se acude cuando se aborda el proyecto de una estructura nueva; por tanto, esta problemática no puede refugiarse en la Normativa vigente para el proyecto de nuevas estructuras. Así, en estos dos campos se pueden plantear cuestiones como:

En la evaluación de estructuras existentes

—¿Qué se entiende por un puente seguro?

—¿Qué vida útil le resta a una determinada estructura? ¿Es necesario o rentable incrementarla?

—¿Qué capacidad de respuesta real tiene una estructura con pérdida aparente de capacidad portante? ¿Qué campaña experimental se puede plantear para conocerla?

—¿Qué modelos de carga, respuesta y factores de seguridad se deben emplear en la evaluación de una estructura en servicio? ¿Se pueden utilizar los mismos que se especifican para el proyecto?

En la gestión de puentes

—¿Cómo se define un programa de inspección y las labores de mantenimiento o rehabilitación, a fin de rentabilizar al máximo los recursos disponibles (desgraciadamente escasos)?

—¿Es aceptable un cambio de uso?

—¿Es posible el paso de un vehículo excepcional?

—¿Qué incremento de seguridad aporta una determinada rehabilitación?

—¿Hasta qué nivel debe llegar el refuerzo?

2. LA EVALUACION COMO UN ARTE

Ante la falta de mejores medios, el ingeniero puede decidir responder a la pregunta ¿Cuál es un puente seguro? diciendo: "Un puente seguro es aquél que cumple los Códigos o Normas vigentes en la actualidad". En consecuencia, su primera acción será probar si la estructura cumple dichos Códigos; y, si quiere afinar más el tema, no se contentará con los valores de resistencia de materiales definidos en el proyecto o en el propio control de calidad durante la construcción, sino que sacará algunas muestras de materiales (hormigón, acero...) y actualizará las resistencias. Probablemente, si se trata de un puente muy degradado o calculado con un tren de cargas inferior al actual, el resultado será que no cumple la Normativa vigente. Su siguiente preocupación será, por tanto:

—¿Debo reforzar el puente?

—¿Debo demolerlo y sustituirlo por uno nuevo?

—¿Quizá pueda dejarlo como está?

Esta última posibilidad le puede rondar por la cabeza, a pesar de que el puente no cumpla la Normativa, porque por el mismo sigue pasando el tráfico sin ninguna limitación, sin problemas aparentes y, además, intuye que la extrapolación sin más de una Normativa de proyecto de puentes en general, al caso de la evaluación de una estructura concreta, puede comportar muchas simplificaciones, pues hay unas diferencias de base importantes entre la evaluación de un puente existente y el diseño de uno nuevo:

1) Un puente existente presenta una historia de comportamiento satisfactorio o insatisfactorio. En particular, el puente habrá superado una o más pruebas de carga, habrán pasado por él determinados vehículos pesados sin problema alguno, etc...

2) La vida útil esperada de un puente existente es, normalmente, más corta que la de un puente nuevo. En consecuencia, es más improbable que se encuentre sometido a una solicitación o combinación de solicitaciones extraordinaria.

3) El deterioro y entorno (por ejemplo, las cargas excepcionales) pueden ser más seguidos y controlados y puestos al día mediante una inspección más frecuente.

4) El impacto social y económico inicial, resultante de la puesta en funcionamiento de un puente nuevo, se encuentra ya estabilizada en el caso de un puente existente; además, el crecimiento futuro del volumen de tráfico en el período de vida útil más corto, se puede deducir con mayor certeza.

5) Mediante técnicas experimentales adecuadas, las resistencias y solicitaciones reales en un puente existente, pueden actualizarse y ser más ajustadas a la realidad que las previstas en los valores de diseño. En particular, pueden obtenerse las cargas reales de tráfico sobre el puente en concreto, mediante una campaña de aforos de tráfico, medida de pesos máximos, etc., y también las de carga permanente si, por ejemplo, ha habido repavimentaciones, paso de servicios, etc...

6) El código de diseño es muy generalista, pues se pretende que proporcione seguridad suficiente al mayor número posible de situaciones de proyecto; mientras que ante un caso concreto, puede afinarse más el nivel de seguridad que se está buscando.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

7) Puede que existan datos del control de calidad durante construcción, que eliminan parte del error humano posible durante construcción que las Normas de proyecto normalmente contemplan.

En cualquier caso, vemos como el ingeniero dispone de una serie de aspectos diferenciadores; pero que son difíciles de cuantificar y poner en ecuación. Cada ingeniero, en función de su experiencia particular o incluso de su "sentido ingenieril", cuantificará dichos aspectos en mayor o menor grado. De aquí que, a partir de la información que de momento dispone, su labor sea, sobre todo, una cuestión de "arte".

3. LA EVALUACION COMO UNA TECNICA

Planteado el problema de la evaluación estructural en estos términos, quizá la mejor respuesta a las preguntas que se han formulado fuera no hacer nada de lo anterior (ni reforzar, ni sustituir, ni dejar el puente como está), sino intentar afinar más en el tema y cuantificar, en la medida de lo posible, los aspectos diferenciadores enunciados, es decir, intentar transformar la evaluación en una "técnica" basada en criterios objetivables. Así pues:

a) Aplicar criterios más realistas que los derivados de la simple aplicación de la Normativa.

b) Si al final se decide por reforzar, demoler o dejar la obra como está, tener razones objetivas para ello, que se traduzcan, en definitiva, en que su decisión sea la que minimiza el coste total (y no sólo el de reparación).

En este sentido, sólo la teoría de la Fiabilidad Estructural (*"Reliability Theory"*) [4], [5] puede dar una respuesta adecuada, basándose en la utilización de modelos probabilísticos para la evaluación de la resistencia y solicitaciones que hay que considerar, y utilizando criterios objetivos y realistas para poder abordar el problema de evaluación de la seguridad y funcionalidad de los puentes existentes, en términos de probabilidades de fallo, y en consecuencia, el problema de gestión en términos de maximización de la utilidad esperada.

Para ello, se deben desarrollar modelos particularizados a cada caso concreto, definiendo los ámbitos de utilización, y empleando técnicas de análisis que permitan una evaluación estructural capaz de tener en cuenta las particularidades de cada caso.

3.1. Breve introducción a la Teoría de la Fiabilidad

Se pretende introducir, en este capítulo, los conceptos básicos de la teoría de la fiabilidad estructural, que permite un tratamiento adecuado de las evaluaciones estructurales en puentes existentes y, en particular, de puentes construidos con hormigón armado y pretensado.

Los métodos de la Teoría de la fiabilidad estructural se basan en la utilización de la función de Estados Límites Ultimos o de Servicio. Una definición general muy sencilla y empleada para una función de Estado Límite es la siguiente:

$$M = R - Q \qquad (1)$$

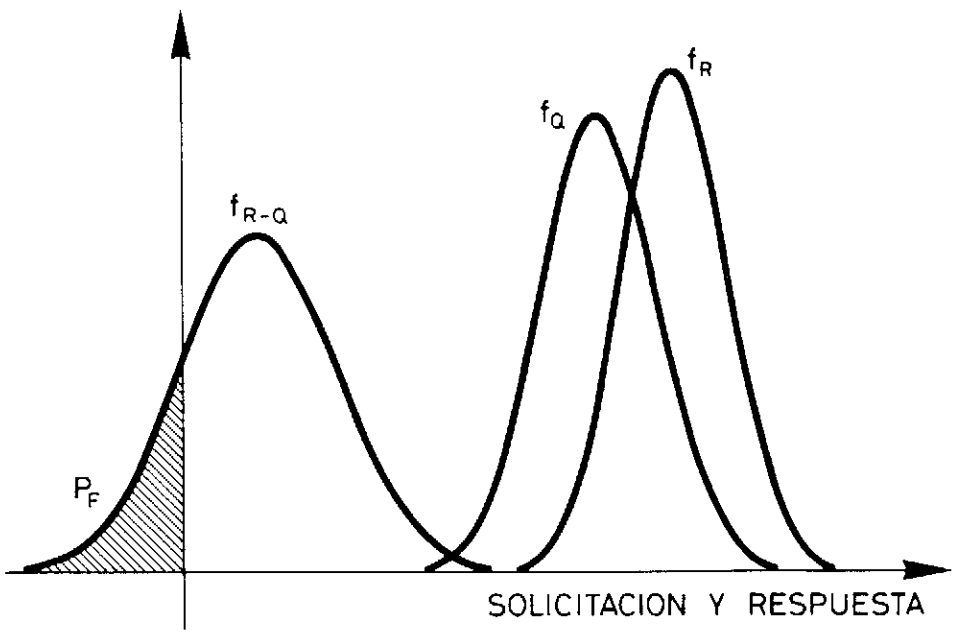


Fig. 1. Evaluación de la Probabilidad de fallo a partir de los modelos probabilísticos de solicitación y respuesta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Donde:

—R = Variable aleatoria asociada a la Respuesta o Resistencia.

—Q = Variable aleatoria Solicitación.

—M = Variable aleatoria que refleja el Margen de Seguridad.

Si $M \geq 0$, la estructura se encuentra en zona segura, la Probabilidad de Fallo, P_f se define como (Figura 1):

$$P_f = \text{Prob}\ (M \leq 0) = \text{Prob}\ (R \leq Q) \qquad (2)$$

Así, la Fiabilidad de una estructura, S, se define como:

$$S = 1 - P_f \qquad (3)$$

Una formulación más rigurosa del problema puede expresarse en términos de la función de distribución conjunta de probabilidad de todas las variables que intervienen (geometría, resistencia, cargas, etc.) que podemos expresar como $M = g\ (X_1, X_2, ..., X_n)$. De este modo, será:

$$P_f = \int_{g \leq r} g\ (X_1, X_2, ..., X_n)\ dX_1\ dX_2 ... dX_n \qquad (4)$$

Donde X_i = Variables básicas (geometría, características de materiales, cargas, etc.).

El cálculo del valor de P_f en un caso general, resulta complejo debido a la dificultad en la obtención de esta función de probabilidad conjunta $g\ (X_1, X_2, ... X_n)$.

En el caso (no habitual) de que la función $M = g\ (X_1, X_2, ... X_n)$ siga una distribución Normal, y conocidas la media y desviación típica de M, μ_M y σ_M, respectivamente, la fiabilidad podrá expresarse como:

$$S = 1 - P_f = 1 - \Phi\ \left(\frac{-\mu_M}{\sigma_M}\right) \qquad (5)$$

Donde la función $\Phi\ (\ )$ es la función de distribución acumulada de probabilidad Normal estandarizada.

Se observa, de este modo, que en la hipótesis de que la variable M, diferencia entre Resistencia y Solicitación, siga una distribución Normal, la fiabilidad de la estructura depende tan sólo del cociente entre la media y la desviación típica de M.

Por tanto, otra medida de la evaluación de la seguridad, en el caso de que M tenga una distribución Normal, es el Indice de Fiabilidad, β, *Reliability Index,* que se puede relacionar con la probabilidad de fallo, según la definición:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = -\ \Phi^{-1}\ (P_f) \qquad (6)$$

Donde Φ^{-1} es el inverso de la función de distribución normal estandarizada.

La relación entre el Indice de fiabilidad, β, y la probabilidad de fallo, se muestran en la Tabla 1.

TABLA 1

Relación entre β y P_f

Indice de Fiabilidad β	Fiabilidad $1 - P_f$	Probabilidad de Fallo P_f
0,0	0,500	$0{,}500 * 10^{0}$
0,5	0,691	$0{,}309 * 10^{0}$
1,0	0,841	$0{,}159 * 10^{0}$
1,5	0,9332	$0{,}668 * 10^{-1}$
2,0	0,9772	$0{,}228 * 10^{-1}$
2,5	0,99379	$0{,}621 * 10^{-2}$
3,0	0,99865	$0{,}135 * 10^{-2}$
3,5	0,999767	$0{,}233 * 10^{-3}$
4,0	0,9999683	$0{,}317 * 10^{-4}$
4,5	0,99999660	$0{,}340 * 10^{-5}$
5,0	0,999999713	$0{,}287 * 10^{-6}$
5,5	0,999999981	$0{,}190 * 10^{-7}$
6,0	0,999999999013	$0{,}987 * 10^{-9}$
6,5	0,9999999999598	$0{,}402 * 10^{-10}$
7,0	0,99999999999872	$0{,}128 * 10^{-11}$
7,5	0,999999999999968	$0{,}319 * 10^{-13}$
8,0	0,999999999999999	$0{,}611 * 10^{-15}$

Los Códigos de proyecto actuales, basados en la definición de los Estados Límites, suelen aceptar, en el diseño de nuevas estructuras, una probabilidad de fallo o colapso asociada a un valor de $\beta = 3{,}5$ a 5 para Estados Límites Ultimos, en un tiempo medio de vida útil de 50 a 75 años. Este último valor de β corresponde a la probabilidad media anual de un riesgo natural, del orden de 10^{-7}. En Estados Unidos el valor recomendado es $\beta = 3{,}5$ para 50 años.

Debido a que la variable M no responderá, en general, a una distribución Normal, se hace necesaria una nueva definición de Indice de Fiabilidad, propuesta por Hasofer y Lind en (1974) [6], con objeto de evitar los problemas generados por distintas formulaciones de un mismo Estado Límite (distintas funciones de Estado Límite) en la evaluación del Indice de Fiabilidad, al linearizar dichas funciones.

La utilización del nuevo Indice de Fiabilidad es, por su definición, una medida invariante de la Fiabilidad, es decir, independiente de la definición de la función de Estado Límite. La evaluación del Indice de Fiabilidad, definido por Hasofer y Lind, comporta la utilización, en la mayoría de los casos, de métodos iterativos que permitan obtener el punto de diseño y el valor de β [7]. En estos métodos iterativos se aproximan, en el punto de estudio, las distribuciones de las variables básicas, mediante distribuciones de tipo Normal estandarizada (media nula y

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

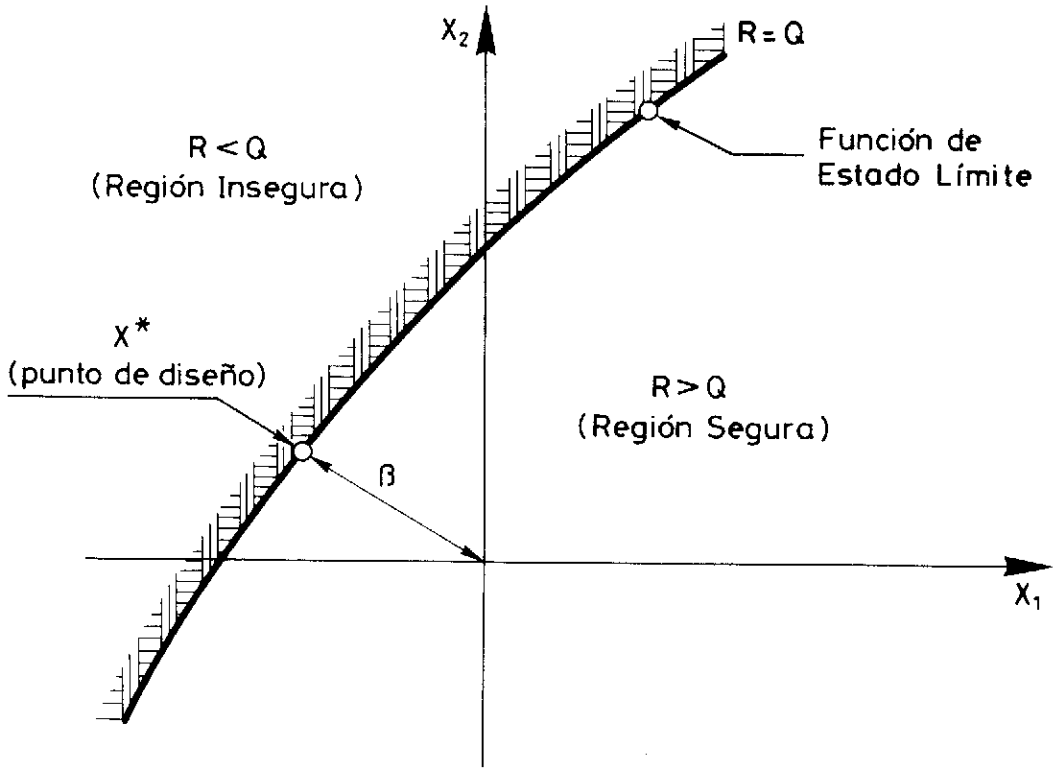


Fig. 2. Indice de Fiabilidad, definición de Hasofer-Lind.
X* = Punto de diseño (punto de la función de Estado Límite con mayor probabilidad de fallo).

varianza unidad), a la vez que la curva que define la función de Estado Límite y que separa la zona insegura de la segura, (Figura 2) se aproxima mediante una curva más sencilla. Así, un método basado en la linearización de la superficie de Estado Límite en el punto de diseño es el llamado FORM (First-order reliability method). El Indice de Fiabilidad así obtenido se denomina Indice de Fiabilidad de primer orden. Una mejor aproximación, basada en la utilización de una aproximación cuadrática, en torno al punto de diseño es denominado SORM (Second-order reliability method), obteniendo el Indice de Fiabilidad de segundo orden [8]. Estos métodos son fácilmente operativos gracias a programas de ordenador al efecto, sin más que definir para cada caso concreto, la función de Estado Límite y la distribución estadística de las variables que intervienen.

El lector interesado en una formulación rigurosa y más detallada sobre esta temática, puede encontrar material suficiente en [9], [10] y [11].

3.2. Métodos de análisis de fiabilidad estructural

Los métodos de análisis utilizados en la verificación de los posibles Estados Límites que se pueden plantear en el análisis estructural, tanto en la evaluación como en el diseño, pueden clasificarse, según la literatura sobre el tema, en tres niveles clásicos [12]:

1. *Métodos de Nivel 1,* en los que la seguridad de la estructura se garantiza por la utilización de coeficientes de seguridad asociados a los valores nominales definidos en las Normativas. Estos coeficientes de seguridad se suelen calibrar utilizando los métodos de Nivel 2. Este nivel semi-probabilístico se encuentra contenido en la mayoría de Normas y Códigos que regulan el proyecto de estructuras en los distintos países.

2. *Métodos de análisis de Nivel 2.* Estos permiten una determinación aproximada de la probabilidad de fallo de la estructura. Para ello, se basan en la obtención o asunción de una función de probabilidad para las variables que intervienen. Su ajuste se realiza a partir de los parámetros estadísticos básicos de éstas (media y varianza). Los métodos FORM y SORM, comentados anteriormente, pertenecen a este nivel.

3. *Métodos de análisis de Nivel 3.* Estos permiten una determinación "exacta" de la probabilidad de fallo, a partir de la descripción completa de la función de distribución conjunta asociada a la función de Estado Límite y su integración completa en el dominio seguro. Son de compleja aplicación, debido a lo difícil que resulta obtener dicha distribución conjunta.

3.3. Modelos de solicitación y respuesta en puentes de carretera para su evaluación estructural

Resulta evidente que, de todo lo visto hasta este punto, el mayor problema a la hora de cal-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

cular β o P_f radica en la definición de los modelos estadísticos que sean lo más ajustados posible a la realidad física del fenómeno. Existen numerosos autores que han definido modelos tanto de solicitación como de respuesta. No es objeto de este artículo el presentar cada uno de ellos, sino simplemente informar al lector de los puntos más importantes que hay que tener en cuenta en su definición y ajuste. En cualquier caso, los modelos estadísticos deben tener un ámbito de aplicación restringido al país o entorno donde han sido ajustados.

Modelos de Solicitación

En una determinación precisa de la solicitación, deberíamos tener en cuenta tanto las cargas exteriores y su combinación, como la respuesta estructural del puente para estados avanzados de carga, debido a la posibilidad de redistribución en determinadas estructuras hiperestáticas. En la evaluación de las cargas aparece, de forma implícita, la variable tiempo, ya que se deben determinar las combinaciones máximas de carga durante la vida útil de la estructura, en general de 50 a 75 años.

Las acciones que solicitan los diferentes tipos estructurales en puentes son, básicamente:

—Peso propio de la estructura.

—Carga permanente de los elementos que soporta la estructura.

—Sobrecargas de tráfico.

—Acciones ambientales: temperatura, viento, acciones sísmicas, etc.

—Acciones reológicas: retracción, fluencia, etc.

—Solicitaciones accidentales (colisiones, impactos, etc.).

Existen métodos desarrollados para evaluar los máximos valores esperados, en un cierto periodo de referencia, o vida útil, para cada una de las solicitaciones que intervienen en el análisis estructural, en base a modelos de comportamiento estructural de tipo elástico lineal. En este sentido, surge la incoherencia, cuando se está intentando evaluar la probabilidad de hundimiento de un puente existente, de calcular su máxima solicitación posible, independientemente de la respuesta, lo cual no es válido si presenta ductilidad y capacidad clara de redistribución. Por todo ello, el problema de evaluación en términos generales se complica, ya que en la definición de Q (ecuación 1) interviene también R. Ello sólo es abordable para cada puente en particular, siendo esta otra diferencia clara entre la metodología de proyecto y la de evaluación [13].

Distintos autores han elaborado modelos probabilísticos, basados en tratamientos estadísticos de datos reales en puentes existentes [14]. Si bien, su utilización para evaluar la máxima solicitación sobre una determinada estructura, implica disponer de una mínima información, con objeto de ajustar los parámetros de los modelos que se deben utilizar en el caso de un puente concreto [15], [16] [17].

Modelos de Respuesta

En la evaluación de la respuesta intervienen [18]:

—Geometría y esquema estático de la estructura.

—Las características mecánicas de los materiales.

—La geometría y disposición de los elementos que la componen.

—Incertidumbre en el análisis y en los modelos de respuesta.

La respuesta de un puente existente puede valorarse determinando, por una parte, la respuesta global del sistema, comportamiento de la estructura como sistema y, por otra parte, el comportamiento seccional, o por zonas. En este sentido, resulta evidente que el fallo de una sección no supone, en general para un puente hiperestático, el fallo del puente como tal. Por ello, si queremos obtener valores de β reales, deberemos proceder al análisis del puente como sistema estructural. La Teoría de la Fiabilidad de Sistemas [19] [20] permitirá obtener unas cotas, superior e inferior, de β, a partir de la definición de unos "modos de fallo", es decir, de la identificación de posibles modos (formación de mecanismos) de fallo de la estructura. Para obtener valores más ajustados de β será necesario utilizar modelos de análisis estructural más ajustados [21].

4. APLICACION DEL CONCEPTO DE PROBABILIDAD DE FALLO A LA GESTION DE PUENTES

Hemos visto hasta aquí de qué herramientas matemáticas disponemos y con qué criterios debemos utilizarlos para el cálculo de la probabilidad de fallo o Indice de Fiabilidad, es decir, la probabilidad de superación de un determinado estado adverso. El paso siguiente es saber cómo utilizar este dato (P_f o β) a la hora de decidir qué hacer con el puente que se está evaluando.

Supongamos que los valores reflejados en la Normativa vigente para los valores característicos y los coeficientes de seguridad de las variables, se han deducido de manera que las estruc-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

turas proyectadas y construidas de acuerdo a dicha Norma, tengan una probabilidad P_{f0} de superar un determinado estado límite. El valor P_{f0} que debe adoptar la Norma, debe ser aquél que minimiza el coste total esperado en el mayor número posible de estructuras que vayan a presentarse con dicha Norma [1], es decir, la función:

$$C_t (P_f) = C (P_f) + [D + C (P_f)] P_f \qquad (7)$$

que tiene un valor mínimo para $P_f = P_{f0}$.

En esta función:

C = Coste de construcción.

D = Coste asociado al fallo (demolición, daños a personas, bienes, etc.).

Podemos calcular el valor P_{f1}, asociado a la estructura que se está evaluando, si en la misma se cumplen las condiciones de proyecto reflejadas en la Normativa vigente (tren de cargas, etc.). Si la estructura no ha superado con éxito el criterio de verificación marcado en la Norma, ello querrá decir que $P_{f1} > P_{f0}$. La primera reacción, si ello sucediera, podría ser la de rehabilitar o sustituir la estructura. Sin embargo, dicha postura no tendría porqué ser la correcta. En efecto, hemos hecho la hipótesis de que P_{f1} se ha obtenido con las condiciones de proyecto. Sin embargo, ahora el puente está ya construido y tiene asociados unos rasgos diferenciadores, en relación a las hipótesis de proyecto. En particular, por ejemplo, podemos conocer más exactamente el valor de la resistencia de los materiales empleados, así como el de las sobrecargas reales de tráfico que pasan "habitualmente" por la misma. En consecuencia, en este momento la decisión más acertada es obtener el valor de P_f (= P_{f2}), más ajustado a la realidad, actualizando las distribuciones estadísticas de resistencia y solicitación. A partir de aquí se plantean dos posibilidades:

1) Si $P_{f2} < P_{f0}$ ¿es correcto dejar el puente como está?

2) Si $P_{f2} > P_{f0}$ ¿es correcto rehabilitar la estructura mediante una actuación que proporcione $P_f = P_{f0}$, o bien se debe conseguir un valor distinto $P_f = P^*_f$?

La respuesta podemos encontrarla, de nuevo, en la minimización del coste total esperado (maximización de la utilidad esperada) a partir del momento en que se hace la evaluación. Suponiendo, por simplicidad, que no se van a producir errores groseros de tipo humano en ninguna de las posibilidades que se van a plantear, tendremos:

a) Si la decisión es no hacer nada, y dejar el puente como está, el coste total esperado será:

$$C_t = C (P_{f1}) + [C (P_{f0}) + D] P_{f2} \qquad (8)$$

b) Si se sustituye por uno nuevo, calculado de acuerdo con la Normativa:

$$C_t = C (P_{f1}) + C_{dem} + C (P_{f0}) + [C (P_{f0}) + D] P_{f0} \qquad (9)$$

c) Y si se rehabilita hasta conseguir $P_f = P^*_f$:

$$C_t = C (P_{f1}) + C_{rep} (P^*_f) + [C (P_{f0}) + D] P^*_f \qquad (10)$$

siendo:

C_{dem} = Coste de demolición.

$C_{rep} (P^*_f)$ = Coste de la reparación para conseguir P^*_f.

Así pues, **la sustitución de la estructura por una nueva, sólo será rentable si:**

$$C_{dem} + C (P_{f0}) + [C (P_{f0}) + D] P_{f0} < [C (P_{f0}) + D] P_{f2} \qquad (11)$$

Puesto que $\frac{C_{dem}}{C(P_{f0})} \ll 1$, y además $\frac{D}{C(P_{f0})} \gg 1$ (lo cual se deduce del valor de P_{f0} que toman las distintas Normativas existentes), ello equivaldrá a:

$$P_{f2} \geq P_{f0} + \frac{C(P_{f0})}{D} \qquad (12)$$

En consecuencia, en el caso de que $P_{f2} < P_{f0}$, nunca será viable el sustituir la estructura; pero ¿será conveniente repararla o será mejor dejarla como está? Esta última opción será la válida si:

$$C_{rep} (P^*_f) \geq [C (P_{f0}) + D] (P_{f2} - P^*_f) \qquad (13)$$

y como $P_{f2} - P^*_f < P_{f0}$ (ya que estamos en el caso $P_{f2} \leq P_{f0}$), si:

$$C_{rep} (P^*_f) > [C (P_{f0}) + D] P_{f0} \qquad (14)$$

$$\frac{C_{rep} (P^*_f)}{C (P_{f0})} > \left[1 + \frac{D}{C(P_{f0})}\right] P_{f0}$$

Teniendo en cuenta un valor medio, admitido por la mayoría de Normas de diseño, $P_{f0} = 10^{-6}$ y considerando $\frac{D}{C} \simeq 10^2$, el resultado será:

$$\frac{C_{rep}}{C} > 10^{-4}$$

Seguramente, e independientemente del método de reparación y el valor P^*_f, la anterior inecuación siempre se cumplirá, de modo que si $P_{f2} < P_{f0}$, **la decisión que minimiza el coste total siempre será dejar el puente como está.**

En el caso de que $P_{f2} > P_{f0}$, podrá pensarse en sustituir el puente por uno nuevo, si ello es más económico que dejarlo como está, es decir, si:

$$P_{f2} \geq P_{f0} + \frac{C(P_{f0})}{D} \qquad (15)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

aunque dicha decisión habrá que compararla con la de rehabilitar. La rehabilitación no será económica si:

$$C_{rep}(P^*_f) + (C + D)\,P^*_f > C_{dem} + C + (C + D)\,P_{f0} = C_0 \qquad (16)$$

En consecuencia, deberemos buscar el valor P^*_f que minimiza el lado izquierdo de la anterior inecuación. Si para dicho valor el coste es menor que C_0, la decisión acertada será la reparación; y si no, la sustitución. Obsérvese que, en general, la P^*_f que minimiza dicha expresión no tiene porque coincidir con P_{f0}.

Si $P_{f2} > P_{f0}$; pero $P_{f2} < P_{f0} + \frac{C(P_{f0})}{D}$, la sustitución por un puente nuevo nunca será económica y cabrá pensar en reparar, o bien dejar el puente como está. La reparación no será económicamente viable si:

$$\frac{C_{rep}(P^*_f)}{C(P_{f0})} > [1 + \frac{D}{C(P_{f0})}]\,(P_{f2} - P^*_f) \qquad (17)$$

y puesto que $P_{f2} - P^*_f < P_{f2}$, si:

$$\frac{C_{rep}(P^*_f)}{C(P_{f0})} > [1 + \frac{D}{C(P_{f0})}]\,P_{f2} \qquad (18)$$

Si $P_{f2} \simeq P_{f0}$, tendremos $\frac{C_{rep}(P^*_f)}{C(P_{f0})} > 10^{-4}$, **lo cual siempre sucede, y, por tanto, la solución será dejar el puente como está.**

Si $P_{f2} \simeq P_{f0} + \frac{C(P_{f0})}{D}$, entonces la reparación no será rentable si $\frac{C_{rep}(P^*_f)}{C(P_{f0})} > 1$, y en este caso, **casi siempre será más económico reparar,** puesto que difícilmente la reparación cueste más que la construcción del puente nuevo, independientemente del valor P^*_f que debamos buscar, y que será aquél que minimiza el coste total de la estructura reparada.

5. CONCLUSIONES

En este artículo hemos presentado las diferencias sustanciales que existen entre la evaluación de un puente o estructura existente y el diseño o proyecto de una nueva. Ello hace que los criterios de verificación contenidos en las distintas Normativas de proyecto no puedan ser aplicados directamente al caso de una evaluación, en el sentido de que el hecho de que una estructura existente no cumpla alguno de dichos criterios no se traduce, necesariamente, en que la estructura no sea segura o funcional.

La herramienta que permite una correcta evaluación estructural es la Teoría de la Fiabilidad, mediante modelos de solicitación y respuesta convenientemente contrastados con la realidad y ajustados a la misma. Por todo ello, se presentan también, de manera muy resumida, las bases teóricas de dicha Teoría. En la actualidad existen métodos numéricos, suficientemente precisos y sencillos de aplicar, que permiten el cálculo de la probabilidad de superar un cierto Estado Límite, para una estructura concreta que se desee evaluar, pudiendo particularizarse los modelos de solicitación y respuesta, lo cual no resulta factible cuando se plantean criterios que deban ser aplicables a un rango de aplicación mucho más general. En particular, resulta necesaria la formulación de modelos de análisis estructural, más cercanos al comportamiento real de las estructuras, que incluyan la posibilidad de una redistribución interna de esfuerzos y que permitan que las variables que intervienen en dicha evaluación puedan ser contempladas como no deterministas.

Los conceptos aquí desarrollados de modo general son aplicados en [21] a un caso concreto, mostrándose la operatividad y aplicación de los mismos.

Como resultado final, hemos visto de qué manera pueden aplicarse, los resultados derivados del cálculo del Indice de Fiabilidad, a un campo mucho más amplio, como es el de la gestión de estructuras en servicio.

8. REFERENCIAS

[1] Páez A.: *La determinación del coeficiente de seguridad en las distintas obras.* Consejo Superior de Investigaciones Científicas, ITCC (Madrid).

[2] Ferry Borges, J.: *Quality assurance and reliability of concrete structures.* Bulletin d'Information Nº 147, Comité Euro-International du Béton, Février 1982.

[3] Casas J.R.: *El estudio de la respuesta dinámica como método de inspección y control de tableros de puentes de hormigón armado y pretensado.* Tesis Doctoral, ETSICCPB, UPC, Barcelona, 1988.

[4] Freudenthal, A.M.: *The safety of structures. Transaction.* ASCE, Vol. 112, pp. 125-180, 1947.

[5] Freudenthal, A.M.: *Safety and the probability of structural failure.* Transaction, ASCE, Vol. 121, pp. 1137-1197, 1956.

[6] Hasofer, A.M. and N.C. Lind: *An exact and invariant first order reliability format.* ASCE, Journal of Engineering Mechanical Division, pp. 111-121, 1974.

[7] Kiureghian A., Lin H-Z and Hwang S-J; *Second-order reliability aproximations.* ASCE, Journal of Engineering Mechanical Division, Vol. 113, No 8, pp. 1208-1225, 1987.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

[8] Rackwitz, R. y Fiessler, B.; *Structural reliability under combined random load sequences.* Computer and Structures, No 9, pp. 484-494, 1978.

[9] Thoft-Christensen, P. and Murotsu, Y.J.; *Application of structural system reliability theory.* Springer-Verlag, 1986.

[10] Truska, C.J., Madsen, H.O.; *Load combination in codified structural design.* Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 106, No. St12, December 1980.

[11] Nowak, A.S., Al-Zaid, R.Z., Hong, Y.K., Kayser, J.R., Tabsh, S., Tantawi, H.M. and Zhou, J.H.; *Risk analysis for evaluation of bridges.* Report UMCE 88-7. Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann-Arbor, 1988.

[12] *Conceptional Preparation of future codes.* Progress Report, Bulletin d'Information No 147, Comité Euro-International du Béton, Février 1982.

[13] J.A. Sobrino; *Evaluación de la seguridad y funcionalidad de puentes existentes de hormigón armado y pretensado.* Tesis Doctoral en curso de realización, Departamento de Ingeniería de la Construcción, ETSICCPB, UPC, Barcelona.

[14] Nowak, A.S.; *Calibration of LRDF bridge design code.* Report NCHRP Project 12-33. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann-Arbor, May, 1992.

[15] J.B. Maillard et Gorse J.F.; *Charges extremes de trafic sur les ponts; estimations pour divers modeles de trafic aléatoire.* Bull liaison labo P. et Ch. 162, pp. 45-54, 1989.

[16] Bez R.; *Modelisation des charges dues au trafic routier.* These Doctorale. Université Polytéchnique Fédérale de Lausanne, 1989.

[17] Ghosn M.; *Bridge Load modeling and reliability analysis.* Ph. D. Thesis. Department of Civil Engineering, Case Western Reserve University, May 1984.

[18] Tantawi, H.M.; *Ultimate strength of girder bridges.* Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann-Arbor, 1986.

[19] Dietlevsen, O.; *System reliability bounds by conditioning.* Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 108, EM5, October, 1982.

[20] Moses, F.; *System reliability developments in structural engineering.* Structural Safety, Vol. 1, pp. 3-13, 1982.

[21] J.A. Sobrino, J.R. Casas; *¿Somos capaces de evaluar correctamente la seguridad de un puente existente? Aplicación al caso de un puente de hormigón pretensado.* Hormigón y Acero, Nº 184, 3er trimestre 1992.

RESUMEN

En este artículo se identifican y tratan las diferencias importantes existentes entre la evaluación estructural de un puente existente y el diseño o proyecto de uno nuevo. En consecuencia, cuando cada vez son más patentes los problemas de mantenimiento y reparación, se precisa una metodología de evaluación que tenga en cuenta dichas diferencias, a fin de obtener el máximo rendimiento de los recursos económicos disponibles, en lugar de seguir aplicando, como se ha venido haciendo hasta ahora, los valores utilizados para el proyecto de nuevas estructuras, que vienen reflejados en las distintas Normativas al efecto.

Debido a la incertidumbre inherente a las variables físicas que intervienen en el problema (resistencias, solicitaciones, etc.) la única manera de abordar el mismo, con criterio científico, es la utilización de la Teoría de la Fiabilidad *(Reliability Theory).* En este artículo se presentan también, de manera sucinta, los aspectos más importantes de dicha teoría, que hace uso de la definición de Estados Límites, a la vez que se enumeran las distintas definiciones y métodos existentes para el cálculo del Indice de Fiabilidad (probabilidad de fallo). En particular, se hace referencia a la necesidad de utilización de modelos de comportamiento estructural que permitan evaluar la probabilidad de superación de un determinado Estado Límite, ante estados avanzados de carga, teniendo en cuenta la influencia de la respuesta estructural como sistema en la propia cuantificación de las solicitaciones.

Por último, se comenta de qué manera pueden utilizarse las probabilidades de fallo de estructuras existentes, como una medida racional y objetivable dentro de una política de gestión de puentes en servicio, que permita una toma de decisión correcta acerca de la actuación que se deba seguir (reparación, sustitución, etc.) que minimice el coste total esperado.

SUMMARY

In this article the most important differences between structural evaluation of an existing bridge and the design of a new structure are identified. So that, there is a need to develop a methodology for structural evaluations which take into account the abovementioned differences and to optimize the available and limited economical sources instead of the criteria specified by the prevailing design Codes.

Due to the uncertainty related with the physical

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

variables involved in the structural evaluation (resistance, loads, etc.) only the methods using the Reliability Theory can solve it with a scientific criteria. A guideline of the fundamental definitions and methodology based on this theory to obtain the Reliability Index (failure probability) are presented. Ultimate live load carrying capacity taking into account the possible redistribution of internal forces should be included in the reliability analysis for Ultimate Limit States to evaluate the system response.

Finally, the article includes the procedure to take into account the failure probabilities of existing structures for the development of rational criteria based on the economical expected cost.

* * *

IV Conferencia Internacional sobre "puentes de luces reducidas o medias" (S. M. S. B.)

La cuarta Conferencia Internacional sobre "Puentes de Luces Reducidas o Medias", SMSB IV, tendrá lugar del 8 al 11 de agosto de 1994, en el Hotel Sheraton, en Halifax, Nueva Escocia, Canadá.

La primera Conferencia Internacional sobre "Puentes de Luces Reducidas o Medias", SMSB I, tuvo lugar en Toronto, en 1982. La segunda Conferencia sobre este tema, SMSB II, se celebró en Ottawa, en 1986, seguida de la SMSB III, en Toronto, en 1990. El éxito creciente de estas Reuniones ha confirmado que las Conferencias SMSB proporcionan un muy necesitado forum donde ingenieros dedicados al proyecto y construcción de los puentes de luces reducidas o medias, de todo el mundo, pueden encontrarse y compartir sus conocimientos y experiencias.

Como en las Conferencias previas, el Programa Técnico de la 4ª Conferencia Internacional de esta serie, SMSB IV, profundizará en los aspectos de interés inmediato para los ingenieros que desarrollan su actividad en el campo de este tipo de puentes, y cubrirá los siguientes temas:

—Estética.

—Análisis.

—Aplicación de nuevos materiales en la construcción de puentes.

—Construcción (de un proyecto específico).

—Diseño.

—Evaluación.

—Puentes históricos.

—Estados Límites y Códigos LRFD.

—Cargas.

—Mantenimiento.

—Descripciones del proyecto (desde el planteamiento hasta la realización).

—Rehabilitación.

—Investigación y desarrollo.

—Prototipos y modelos para ensayos.

—Redacción, utilización e intercambio, nacional e internacional, de los principales proyectos ingenieriles de puentes.

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

L. Beauchamp Day
NS CAD/CAM CENTRE
Technical University of Nova Scotia
P.O. Box 1000
Halifax, Nova Scotia
CANADA B3J 2X4
Tel.: (902) 420-7764
Fax: (902) 422-8380

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

¿Somos capaces de evaluar correctamente la seguridad de un puente existente? Aplicación al caso de un puente de hormigón pretensado

Juan Antonio Sobrino Almunia
Joan Ramón Casas i Rius
Departamento de Ingeniería de la Construcción
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (UPC)

1. INTRODUCCION

¿De qué criterios dispone el ingeniero con el fin de garantizar la seguridad suficiente de un puente existente? Nuestro país, al igual que otros muchos de nuestro entorno, carece de una Normativa específica que defina las acciones que se deben considerar, los factores de seguridad que hay que aplicar a las distintas solicitaciones y la resistencia que puede utilizarse en la verificación estructural o de la funcionalidad de puentes en servicio; al contrario de lo que sucede en el proyecto de nuevos puentes.

En la actualidad, muchas Administraciones Públicas que gestionan las infraestructuras viarias se enfrentan con la necesidad de evaluar la capacidad de los puentes existentes, algunos bastante antiguos, frente a las sobrecargas actuales del tráfico, o para la concesión de autorizaciones de paso de vehículos excepcionales. En efecto, países como EE.UU., Dinamarca, Suiza o Australia están dedicando dotaciones presupuestarias cada vez más importantes para el desarrollo de nuevos modelos de solicitación y respuesta de puentes, así como técnicas de evaluación de la seguridad estructural, de cara a su incorporación y utilización en nuevas normativas, o su inclusión en programas de gestión de infraestructuras viarias, con objeto de racionalizar y dar distintas prioridades a los recursos disponibles para las labores de inspección, mantenimiento, rehabilitación o sustitución [1, 2, 3 y 4].

Los problemas de pérdida de capacidad portante, degradación del hormigón, y en consecuencia, la corrosión de las armaduras son cada vez más habituales debido al envejecimiento progresivo de las infraestructuras viarias existentes. Se precisan, por tanto, criterios objetivos para conocer, con un elevado grado de certeza, **cuál es el estado actual en cuanto a seguridad y funcionalidad de las obras de fábrica en servicio** y, de este modo, aplicar correctamente y con el máximo rendimiento, los recursos económicos que se disponen [5]. En algunos casos, no será tan importante el conocimiento absoluto de la probabilidad de fallo o hundimiento de un puente, como el que dicho puente sea más o menos seguro que otro, con objeto de conocer sobre cuál hay que actuar con mayor urgencia.

La metodología que se presenta en este artículo se plantea con el fin de resolver cuestiones como:

¿Puede la Sociedad de nuestros días aceptar el **nivel de seguridad** de un puente existente con problemas de pérdida aparente de capacidad portante?

¿Es necesaria una **rehabilitación?**

¿Qué **vida útil** le resta?

2. OBJETIVOS

El objetivo fundamental es aplicar los conceptos y aspectos de la Teoría de la Fiabilidad tratados en [6], de modo general, a un caso concreto. Ello se traducirá en:

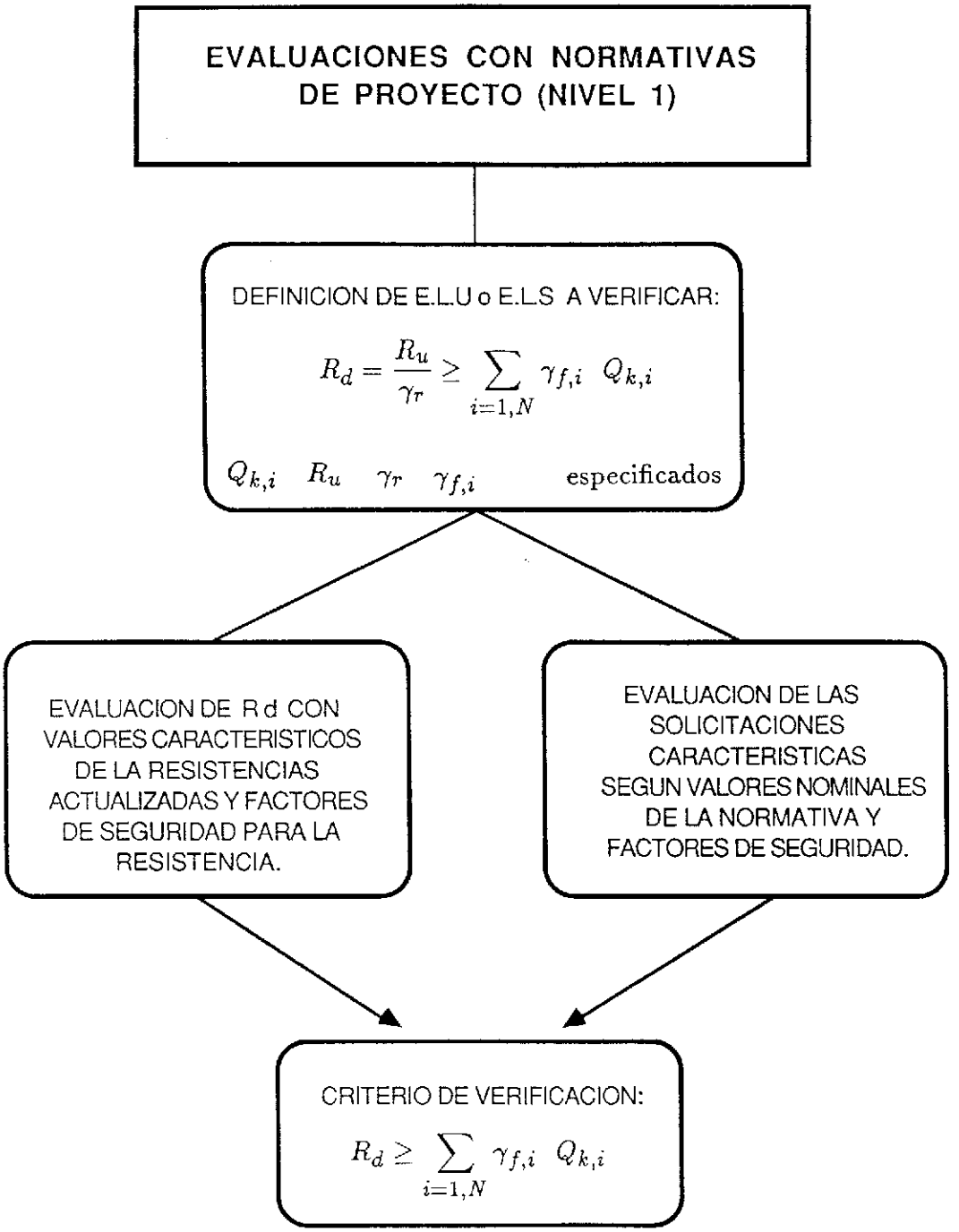
1. Presentar el campo de aplicación de la Teoría de la Fiabilidad estructural en el campo de **evaluaciones de puentes existentes.** De este modo, se puede evaluar correctamente la seguridad real de una obra en servicio, en términos de probabilidad de fallo o superación de un Estado Límite planteado.

2. Contrastar los dos métodos de evaluación estructural presentados en [6], de aplicación claramente distinta:

2.1. **Método semi-probabilístico,** que ha sido adoptado por la mayoría de Normativas de aplicación en el proyecto de estructuras. Está basado en la utilización de valores nominales de las cargas y resistencias, la utilización de factores de seguridad, y la verificación de Estados Límites (Figura 1).

2.2. **Método Basado en la Teoría de la Fiabilidad,** a partir de una descripción completa de las variables que intervienen en un Estado Límite como variables aleatorias. Dado que la obra está construida, se reduce la incertidumbre relativa a la resistencia de la misma y las acciones que la solicitan. Para ello, se aprovecha al máximo toda la información disponible: datos existentes de control de calidad, datos de ensayos, pruebas de carga, geometría real, cargas reales del tráfico, procedimiento constructivo, condiciones del entorno, otros datos asociados a construcciones similares, etc. (Figura 2).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



CONCLUSIONES:

1.- METODO MUY SENCILLO DE APLICACION.
2.- NECESIDAD DE CALIBRACION DE FACTORES DE SEGURIDAD A UTILIZAR PARA ESTRUCTURAS EN SERVICIO.
3.- METODO POCO AJUSTADO PARA ESTRUCTURAS EXISTENTES DONDE LA INCERTIDUMBRE ASOCIADA A LAS ACCIONES Y RESISTENCIA SE REDUCE RESPECTO AL CASO GENERAL DE UNA OBRA PROYECTADA.
4.- NO SE CONOCE LA SEGURIDAD REAL DE LA OBRA.
5.- NO PROPORCIONA CRITERIOS PARA VALORACION ECONOMICA.

Fig. 1. Procedimiento de evaluación con Normativa vigente de proyecto. γ_r = Factores parciales de minoración de resistencia de los materiales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

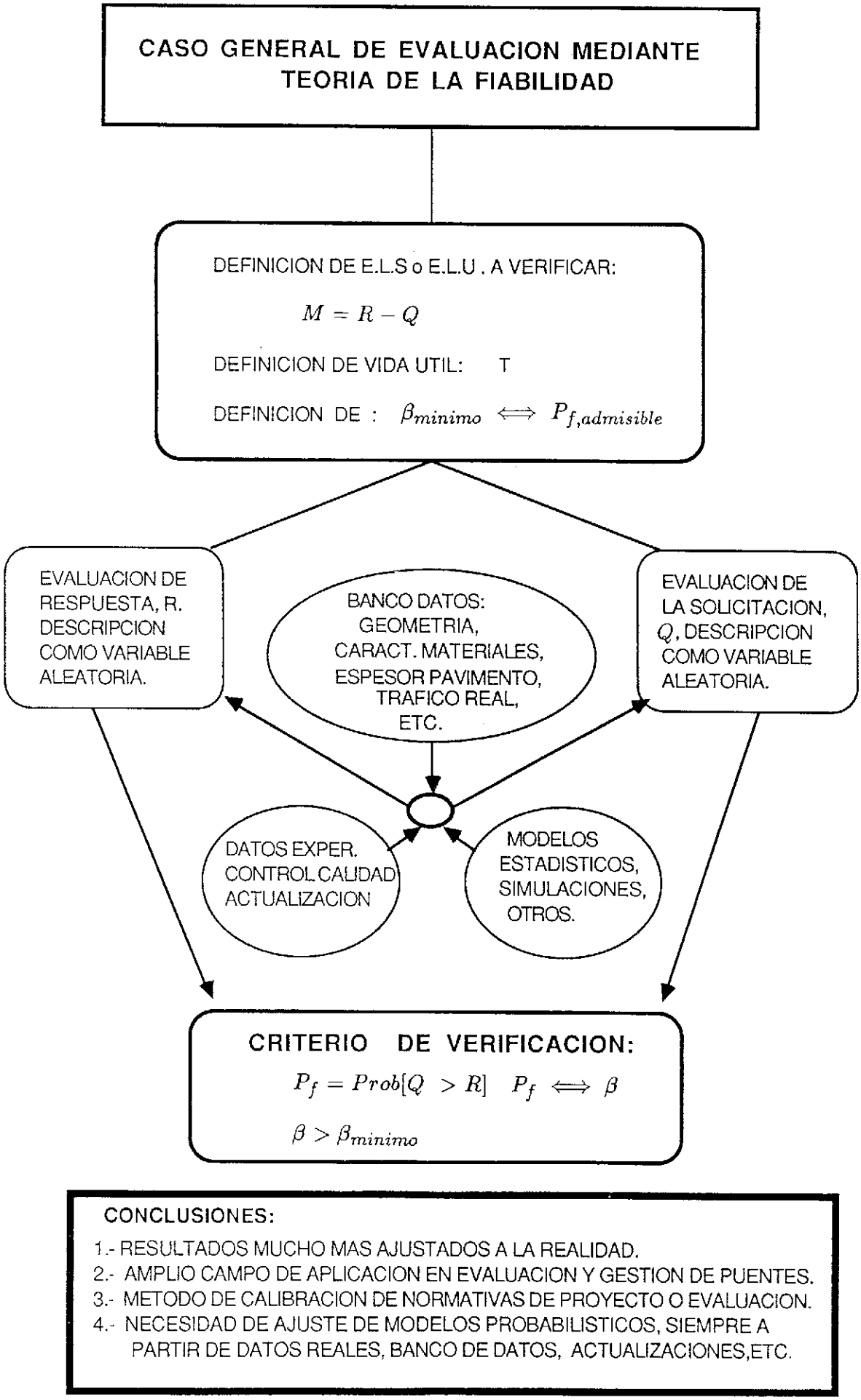


Fig. 2. Procedimiento de evaluación basado en la Teoría de la Fiabilidad. P_f = Probabilidad de fallo; β = Indice de Fiabilidad asociado a P_f.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

3. Suscitar la necesidad de introducir en nuestro país una metodología de trabajo, muy extendida en otros países, para la evaluación de puentes existentes. Ello puede dar lugar a una nueva **Normativa de evaluación,** basada en criterios semi-probabilsticos (nivel 1) [6], a partir de su calibración mediante modelos probabilísticos (nivel 2) ajustados a: nuestra forma de proyectar y construir, la calidad de los materiales empleados en la construcción de puentes, las cargas reales de tráfico, el tipo de mantenimiento, el emplazamiento, etc.

3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Con objeto de dar una respuesta a estas preguntas y plantear claramente la problemática del tema, nos vamos a referir a un ejemplo concreto, que a un ingeniero de estructuras se le puede plantear en más de una ocasión.

Supongamos que, durante la construcción de un paso superior, una losa aligerada, isostática, de hormigón pretensado, de 27,40 m de luz (Figura 3), emplazada en un ramal de acceso a una autopista del norte de España, se suceden una serie de incidentes que a continuación se enumeran:

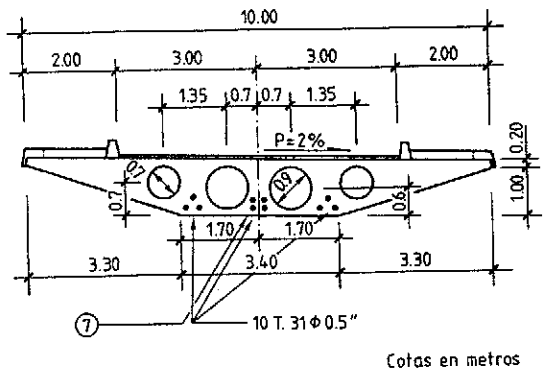


Fig. 3. Sección transversal (centro luz).

1. En el momento del enfilado de los tendones es imposible colocar el cable en una de las 10 vainas (cable nº = 7), como consecuencia de no haber sellado correctamente las vainas del pretensado durante el hormigonado de la losa, de manera que ha penetrado hormigón en una de las mismas.

2. Se detecta un aumento de la resistencia del hormigón, en los ensayos de control de calidad a los 28 días, respecto al valor especificado en proyecto ($f_{ck,\,esp}$ = 350 kp/cm^2). Los valores de resistencia a la compresión proporcionados por el control son: $f_{c,\,media}$ = 420 kp/cm^2 y un coeficiente de variación (cociente entre la desviación estandard y la media) del 8%.

El ingeniero de la Administración, debe tomar una decisión sobre la aceptación de dicha obra, garantizando, como mínimo, una vida útil de 50 años, o bien ordenar la reparación, refuerzo, e incluso una hipotética demolición o cualquier otro tipo de actuación que asegure el buen funcionamiento de la misma.

En una primera estimación, el ingeniero se plantea una evaluación de la seguridad de dicho puente con la Normativa existente en España, que es de aplicación al caso. Los datos de que dispone son:

Relativos a las acciones y factores de seguridad en proyecto

1. La Normativa que se utilizó en la definición de las acciones y factores de seguridad en el cálculo es la actual vigente en nuestro país, considerando una sobrecarga uniforme de 3,9 kN/m^2 (0,4 t/m^2) y el vehículo de 589 kN (60 t) [7,8].

2. En proyecto, se especificó un control normal de los materiales e intenso de la ejecución. De este modo los factores de seguridad utilizados en el cálculo fueron:

Factor de minoración de la resistencia del acero: γ_s = 1,15.

Factor de minoración de la resistencia del hormigón: γ_c = 1,50.

Factor de mayoración de las acciones: γ_f = 1,50.

3. El criterio de dimensionamiento de la armadura de pretensado, según la Normativa actual EP-80, fue la verificación del Estado Límite de Fisuración, (Clase II). Sin embargo, al repasar la Nota de Cálculo del proyecto, el ingeniero detecta que, por error humano, no se tuvo en cuenta el Coeficiente de Excentricidad real, a flexión, del Vehículo de la Instrucción, que una vez evaluado es: C_{exc} = 1,18.

Relativos a los datos de control de calidad durante construcción

1. Los resultados de los ensayos de rotura a compresión de probetas de hormigón son:

—Resistencia media a los 28 días, f_{cm} = 420 kp/cm^2, con una desviación estandard de 34 kp/cm^2. En consecuencia, el valor estimado de la resistencia característica es: $f_{ck,\,est}$ = 365 kp/cm^2.

2. Los resultados de los ensayos de rotura del acero de pretensado son:

—Límite de proporcionalidad medio, al 0,2%, f_{ym} = 18.200 kp/cm^2 y un coeficiente de variación del 3%. De este modo, el valor estimado de $f_{pyk,\,especificado} \simeq f_{pyk,\,real}$ = 17.100 kp/cm^2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

3. Los alargamientos de los cables durante la operación de puesta en tensión se ajustan bastante bien a los valores medios de proyecto, habiéndose obtenido un coeficiente de variación de los alargamientos (cociente entre la desviación estandard y la media) del 6%.

Relativos a la inspección in situ

1. El hormigón de la zona de compresión de centro vano y en la zona de anclajes no parece dañado.

Relativos a las cargas que el puente va a soportar

1. El puente está emplazado en un ramal de acceso de la autopista, en un entorno industrial. En los últimos aforos, donde se ha controlado la frecuencia de vehículos pesados y sus pesos, se ha constatado un alto valor de las cargas reales de tráfico y un porcentaje del 15% de vehículos pesados en el tráfico total, concentrado especialmente en las horas punta. Se estima un valor medio de 0,75 horas/día laborable en las que el puente está en situación de atasco (totalmente lleno de vehículos). Ello supone una media mensual de 2.500 situaciones de sobrecarga máxima, con circulación muy lenta sobre el puente.

4. EVALUACION DE LA SEGURIDAD Y FUNCIONALIDAD SEGUN LA NORMATIVA ESPAÑOLA ACTUAL

La Normativa vigente actual en España para el proyecto de puentes de carretera construidos con hormigón pretensado, de aplicación al caso que nos ocupa, es:

1. Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera, de 1972 [7].

2. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado, EP-80 [8].

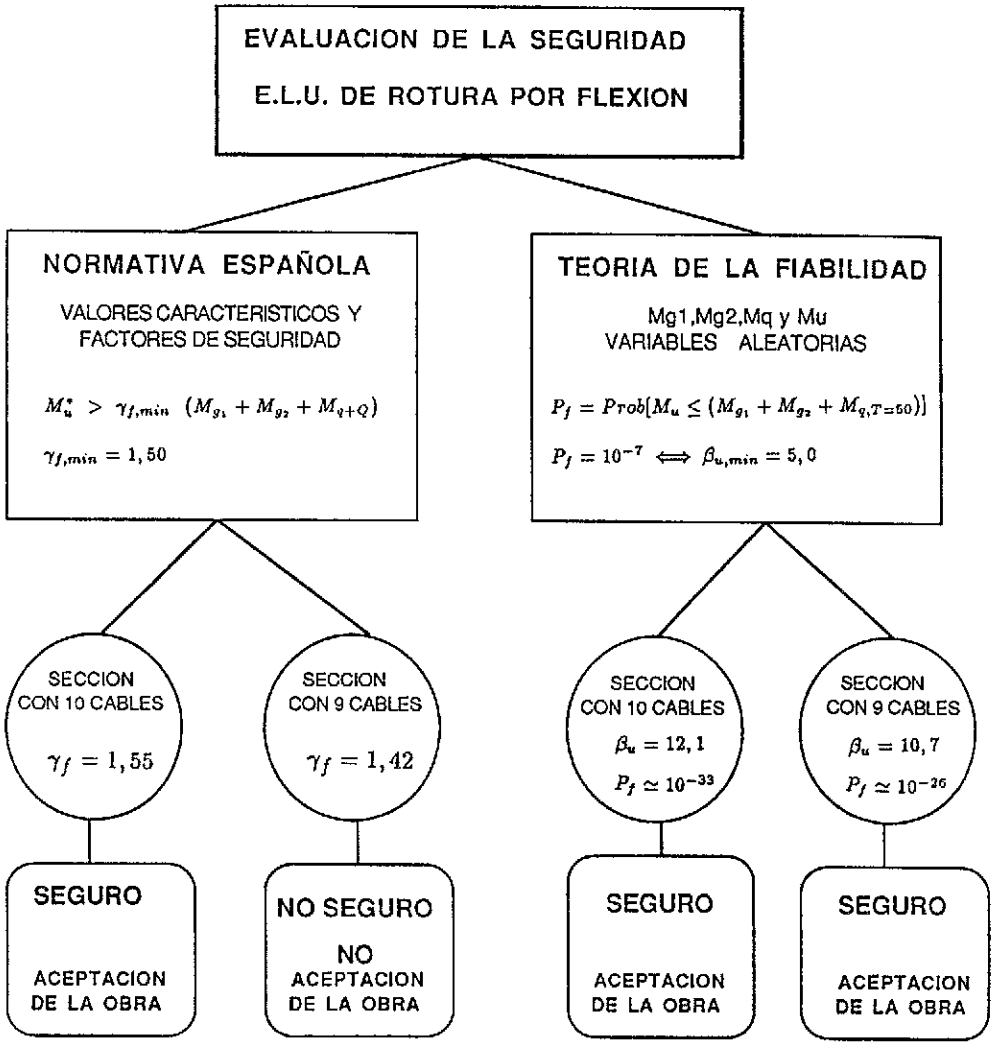


Fig. 4. Esquema de Evaluación de la seguridad, con dos metodologías distintas. Estudio comparativo del puente proyectado (10 cables) y el construido (9 cables). γ_f = Factor de Seguridad; P_f = Probabilidad de fallo; β = Indice de Fiabilidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

4.1. Evaluación del Estado límite último de rotura por flexión

Un esquema del proceso de evaluación, que se presenta seguidamente, se muestra en la Figura 4 (parte izquierda).

Debido a la naturaleza de los daños, pérdida de armadura activa, el ingeniero decide simplificar el problema de evaluación, verificando el Estado Límite Ultimo de rotura por flexión, en particular en la sección centro luz, al tratarse de una losa isostática, utilizando para ello las acciones y coeficientes de ponderación de la actual Normativa española. De este modo, se deberá verificar:

$$M^*_u > \gamma_f (M_{g1} + M_{g2} + M_{q+Q}) \qquad (1)$$

Los valores de los esfuerzos característicos de solicitación en centro luz son:

—Momento de peso propio, M_{g1} = 15.618 kNm.

—Momento de carga permanente, M_{g2} = 3.754 kNm.

—Momento de sobrecarga repartida, 3,9 kN/m^2, M_q = 3.753 kNm.

—Momento de sobrecarga del vehículo de 589 kN, M_Q = 3.810 kNm.

Para ello, y como primer paso para la obtención de la respuesta de la sección, en términos de momento último (Figura 5), se decide por actualizar la geometría de la sección (área de armadura real) y las características mecánicas de los materiales, a partir de los datos del control de calidad durante construcción.

La respuesta última de la sección, M^*_u, teniendo en cuenta las pérdidas reales de armadura y resistencia del hormigón, considerando una tensión media, a tiempo infinito, del acero de pretensado de 110 kp/mm^2 y los factores de minoración de resistencias de los materiales para el hormigón y el acero, respectivamente, γ_c = 1,5 y γ_s = 1,15 es:

$$M^*_u = 38.347 \text{ kNm}$$

Se puede determinar una estimación del factor de seguridad frente a rotura por flexión, en la hipótesis de sobrecarga máxima de tráfico, a partir de la expresión:

$$\gamma_f = \frac{M^*_u}{(M_{g1} + M_{g2} + M_{q+Q})} \qquad (2)$$

El valor inicial de proyecto era: M^*_u = 41.752 kNm, con un factor de seguridad de $\gamma_{f,\,proyecto}$ = = 1,55.

Con los valores de esfuerzos y respuesta obtenidos, el factor de seguridad, suponiendo una distribución uniforme en rotura de las tensiones debidas al Vehículo de 60 t (C_{exc} = 1), en la situación actual, es:

$$\gamma_f = 1{,}42$$

El puente no presenta seguridad suficiente frente a rotura. Si se quiere asegurar un γ_f = 1,5, mínimo exigido por la Normativa española con control intenso durante construcción, se debe garantizar un incremento de momento último de la sección, de valor ΔM_u = 2.945 kNm, ello supondría un refuerzo con, aproximadamente, un área de acero estructural (A52) del orden de 50 cm^2 (una chapa encolada, en el fondo del tablero, de 2 mm).

4.2. Evaluación de la funcionalidad

Un esquema del proceso de evaluación, que se presenta seguidamente, se muestra en la Figura 6 (parte izquierda).

Se evalúa la funcionalidad y durabilidad de la estructura, en términos de verificación de las tensiones normales en el hormigón, por flexión. El puente se dimensionó supuestamente en clase II, adoptándose la armadura pasiva mínima requerida para este caso. De este modo se debería cumplir:

$$M^*_{descomp} > M_{g1} + M_{g2} = 19.372 \text{ kNm} \qquad (3)$$

$$M^*_{cr} > M_{g1} + M_{g2} + C_{exc} * M_Q + M_q = 27.610 \text{ kNm} \qquad (4)$$

Sin embargo, el error cometido al omitir el Coeficiente de excentricidad a flexión, C_{exc}, da lugar a la aparición de fisuración para la hipótesis de máxima sobrecarga. Es necesario, por tanto, verificar el ELS de fisuración controlada, (según art. 56.1 EP-80). Para ello, se deberá cumplir la condición (3) y la verificación de que la máxima abertura de fisura, para el total de la sobrecarga, $W_{máx}$, no supera el valor límite W_{lim} = = 0,1 mm. Así, se deberá verificar:

$$W_{máx} < 0{,}1 \text{ mm} \qquad (5)$$

Los valores del momento respuesta de la sección centro luz son:

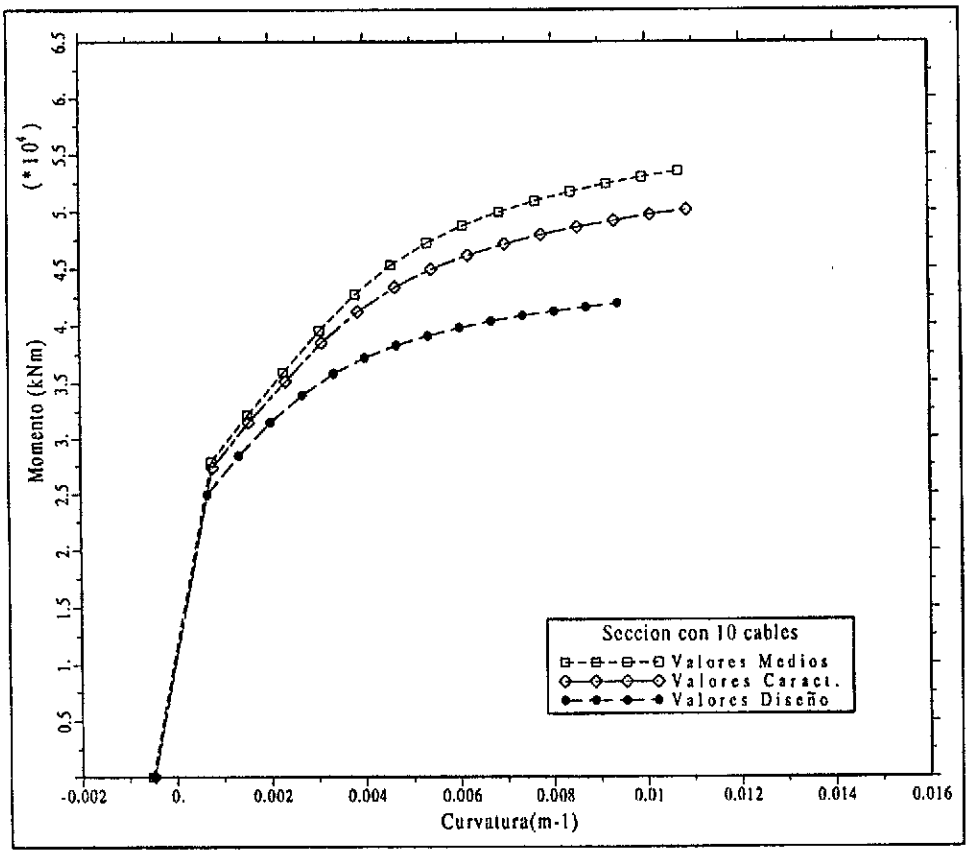
El momento respuesta de descompresión es: $M^*_{descomp}$ = 22.284 kNm.

El momento respuesta de fisuración es: M^*_{cr} = = 25.330 kNm.

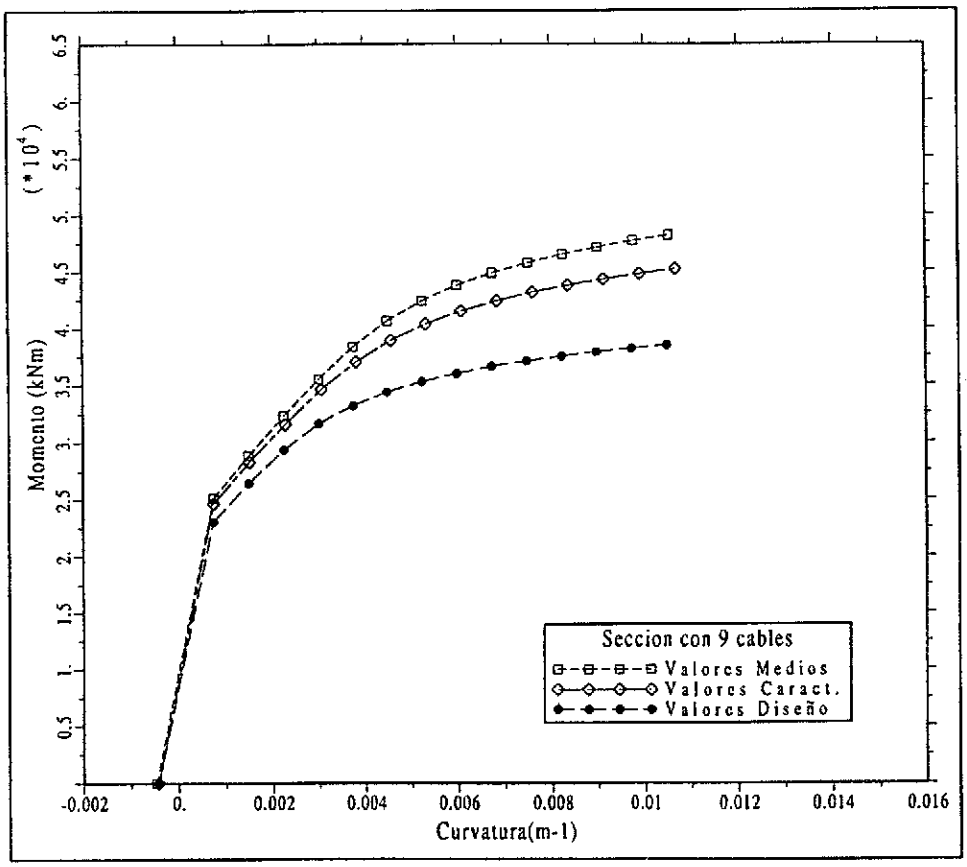
Los valores iniciales de proyecto eran: $M^*_{descomp}$ = 25.209 kNm y M^*_{cr} = 28.270 kNm.

Es evidente que en el estado de descompresión no se supera para las cargas permanentes. Sin embargo, el valor calculado de la máxima abertura de fisuras, para la sobrecarga total es: W_{max} = 0,24 mm. En consecuencia, el puente no cumple, en su situación actual, el Estado Límite de Servicio de fisuración controlada (Clase III).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



(A)



(B)

Fig. 5. Diagrama momento curvatura de la sección centro luz. (A) Sección con 10 Cables; (B) Sección con 9 Cables. Momento = Momento exterior total.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

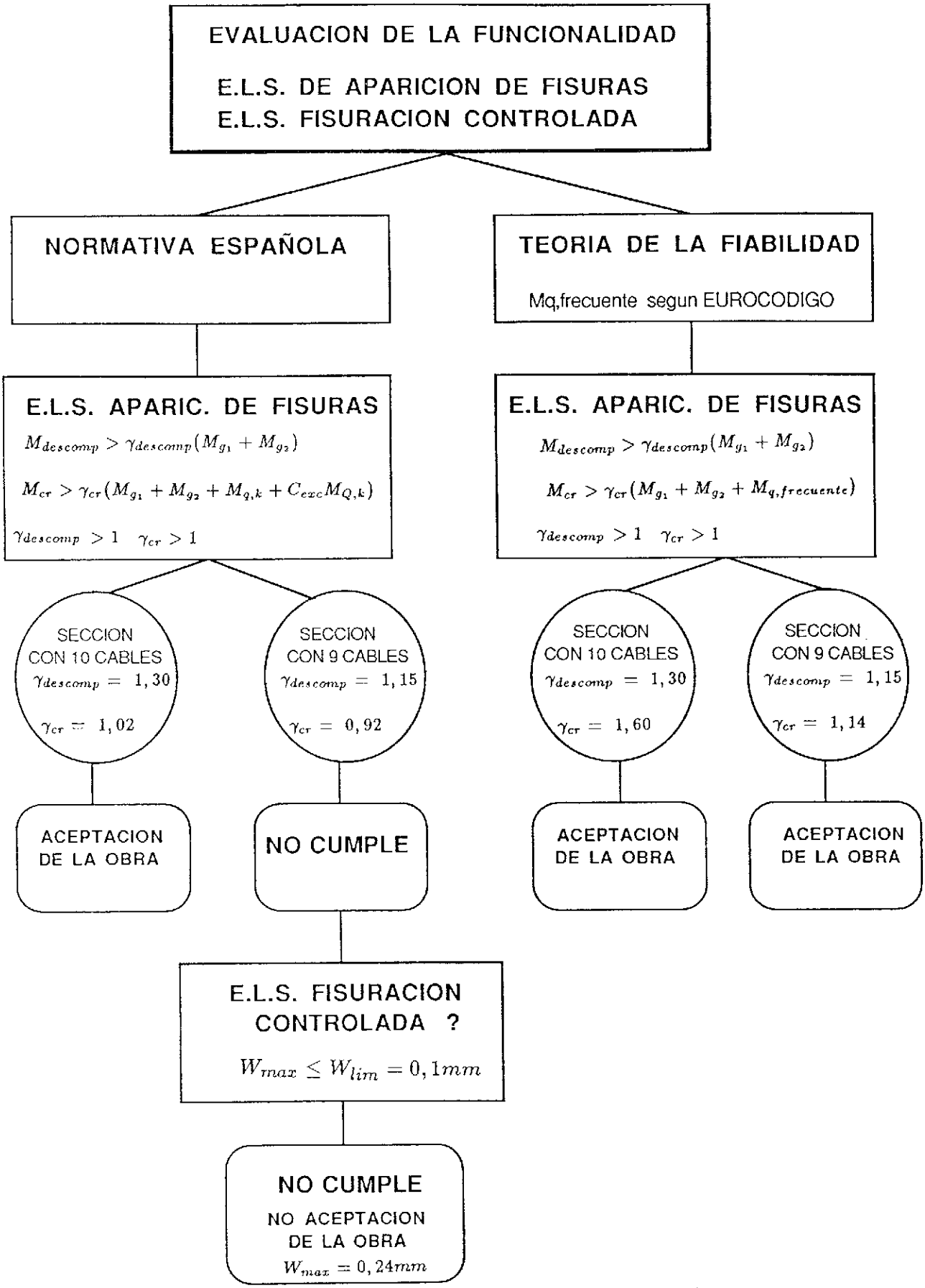


Fig. 6. Esquema de Evaluación de la Funcionalidad, con dos metodologías. Estudio comparativo del puente proyectado (10 cables) y el construido (9 cables).
$\gamma_{descomp}$ =Factor de Seguridad frente a descompresión.
γ_{cr} = Factor de Seguridad frente a fisuración.
W = Abertura de fisura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

El puente carece de suficiente seguridad frente a la posibilidad de corrosión de armaduras.

4.3. Conclusiones

En el puente planteado en el ejemplo, la verificación de la seguridad estructural y de la funcionalidad de la estructura, según la Normativa vigente, a partir de la verificación de los Estados Límites con métodos semi-probabilísticos, es decir, utilizando valores característicos de resistencia y acciones que hay que considerar y los coeficientes de seguridad aceptados para el proyecto de nuevas estructuras, comporta la NO ACEPTACION DE LA ESTRUCTURA EN SU ESTADO ACTUAL. En consecuencia, se deberá reforzar, asumir el riesgo de fallo estructural, e incluso una posible demolición, en función de una correcta evaluación del coste derivado de cada actuación. Sin embargo, con la estricta aplicación de la Normativa, tampoco se posee ningún criterio objetivo para evaluar dicho coste, ya que en ningún caso se puede conocer la probabilidad de que se superen los Estados Límites que se han verificado [6].

¿Existen otras alternativas para evaluar la seguridad de la estructura de una manera más real y ajustada y que nos proporcionen criterios válidos (cuantificables económicamente) para decidir sobre su reparación o sustitución? La Teoría de la Fiabilidad puede dar una respuesta adecuada al problema planteado, ofreciendo un criterio objetivo y mucho más realista.

5. EVALUACION DE LA SEGURIDAD Y FUNCIONALIDAD ESTRUCTURAL BASADA EN LA TEORIA DE LA FIABILIDAD

A continuación, se realiza una evaluación estructural, mediante las técnicas desarrolladas en la Teoría de la Fiabilidad. El lector que no esté familiarizado con la misma, puede encontrar una breve introducción en los artículos [6] y [9].

Se realiza el estudio comparativo del puente en su estado real (9 cables) y según la definición especificada en proyecto (10 cables). De este modo, las diferencias del margen de seguridad real para el puente con 9 cables y el que subyace en la actual Normativa, puente correctamente proyectado y construido con 10 cables, se hacen patentes.

5.1. Hipótesis básicas y modelos teóricos utilizados

Los modelos probabilísticos de solicitación y respuesta que vamos a emplear en la evaluación estructural están basados en los datos estadísticos de que disponemos. En particular, valores de resistencia de los materiales que intervienen en obras de hormigón armado y pretensado, variaciones de la geometría, disposición de las armaduras, etc. Todos ellos han sido obtenidos en una campaña experimental de toma de datos en puentes existentes o de reciente construcción en España [10]. La evaluación de los modelos probabilísticos ha sido llevada a cabo, para el caso concreto que nos ocupa, mediante programas de simulación numérica, de fácil aplicación con soporte informático [10] y [11]. Los resultados se muestran en la Tabla 1.

La evaluación de los valores reales de los esfuerzos producidos por la sobrecarga de tráfico, se ha llevado a cabo mediante un programa de simulación (Figura 7), desarrollado por R. Bez [12] y modificado para la utilización de los datos reales de tráfico españoles de que disponemos [10], facilitados por una concesionaria de Autopistas (ACESA) y la inclusión de nuevos criterios de simulación. Los resultados aparecen también en la Tabla 1.

La determinación de los valores de solicitación de la sobrecarga, para la evaluación de los Estados Límites de Servicio, **incluye los coeficientes de excentricidad** durante el proceso de simulación.

La evaluación de la respuesta de la sección

TABLA 1

Valores de solicitación en términos de momento flector (kNm)
V = Coeficiente de Variación (Desviación típica/Media)

Solicitaciones; momento flector en Centro Luz

Solicitación	Media	V	Tipo distribución
Peso Propio	15.618	0,05	Normal
Carga permanente	3.754	0,10	Normal
Sobrecarga de tráfico (mensual)	5.405	0,056	Gumbel
Sobrecarga de tráfico (anual)	5.725	0,053	Gumbel
Sobrecarga de tráfico (a 50 años)	6.150	0,050	Gumbel

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

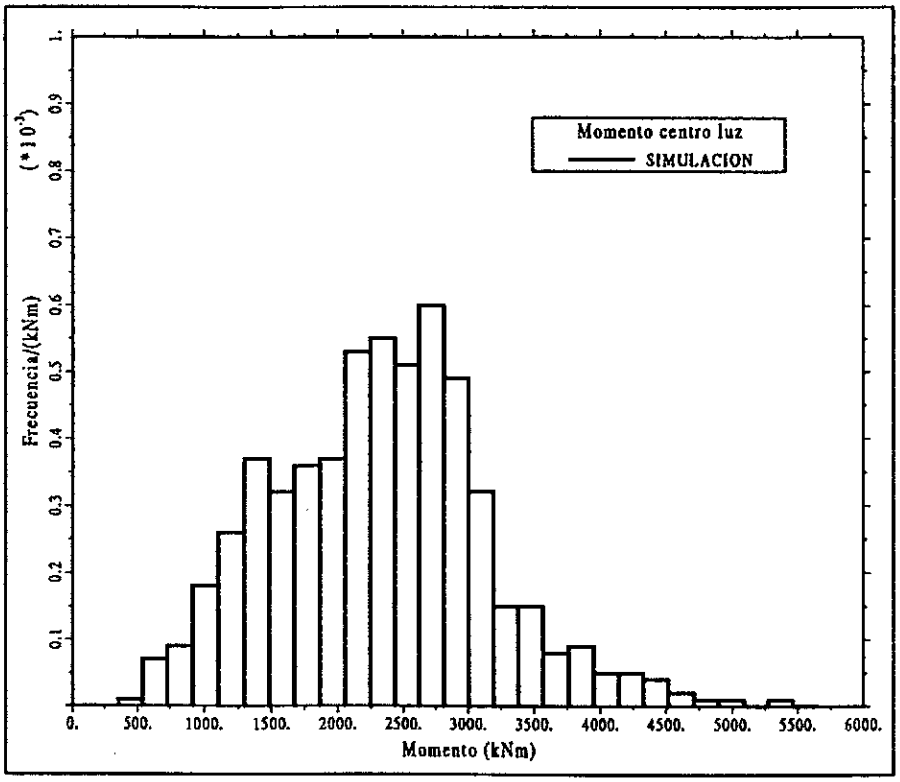


Fig. 7. Distribución estadística del Momento en centro luz, asociado a un atasco (kNm).

(Figura 8) en términos probabilísticos, ha sido evaluada mediante el método de simulación de Monte-Carlo [11], teniendo en cuenta los valores de resistencia de los materiales obtenidos en el control de calidad (es decir, con un hormigón de más calidad que el previsto), sus diagramas tensión-deformación reales y los modelos probabilísticos para tratar la incertidumbre en la geometría y la resistencia real de los materiales [10]. Los resultados se muestran en las Tablas 2 y 3.

TABLA 2

Valores de respuesta seccional en términos de momento flector (kNm)
Respuesta seccional (con 10 cables); momento flector en Centro Luz

Solicitación	Valor nom. (1)	Media	Desv. Típ.	Tipo distribución
$M_{descomp}$ (2)	25.210	24.640	1.080	Lognorm.
$M_{descomp}$ (3)	25.930	25.340	1.150	Lognorm.
M_{cr}	28.270	29.100	1.330	Lognorm.
M_u	41.750	53.710	1.750	Lognorm.

(1) Valor nominal, con valores característicos y coeficientes de seguridad (EP-80).
(2) Momento de descompresión, según criterio de la Normativa española (EP-80).
(3) Momento de descompresión, según criterio del Eurocódigo 2 [13].

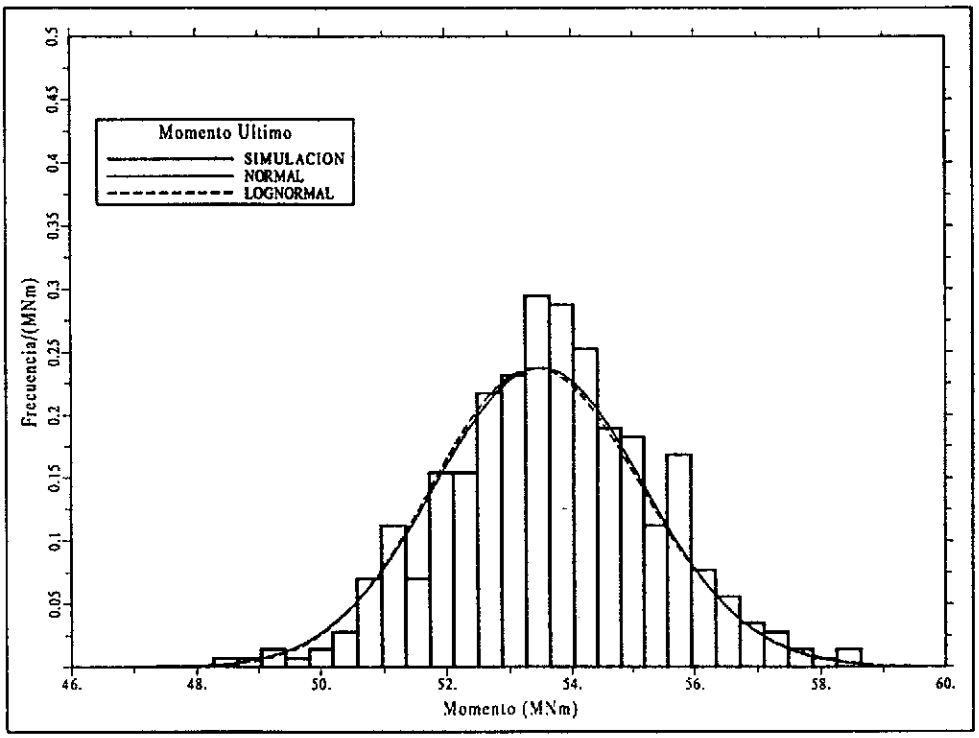
TABLA 3

Valores de respuesta seccional en términos de momento flector (kNm)
Respuesta seccional (con 9 cables); momento flector en Centro Luz

Solicitación	Valor nom. (1)	Media	Desv. Típ.	Tipo distribución
$M_{descomp}$ (1)	22.280	21.800	1.000	Lognorm.
$M_{descomp}$ (2)	22.930	22.420	1.010	Lognorm.
M_{cr}	25.330	26.230	1.180	Lognorm.
M_u	38.340	48.390	1.540	Lognorm.

(1) Valor nominal, con valores característicos y coeficientes de seguridad (EP-80).
(2) Momento de descompresión, según criterio de la Normativa española (EP-80).
(3) Momento de descompresión, según criterio del Eurocódigo 2 [13].

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



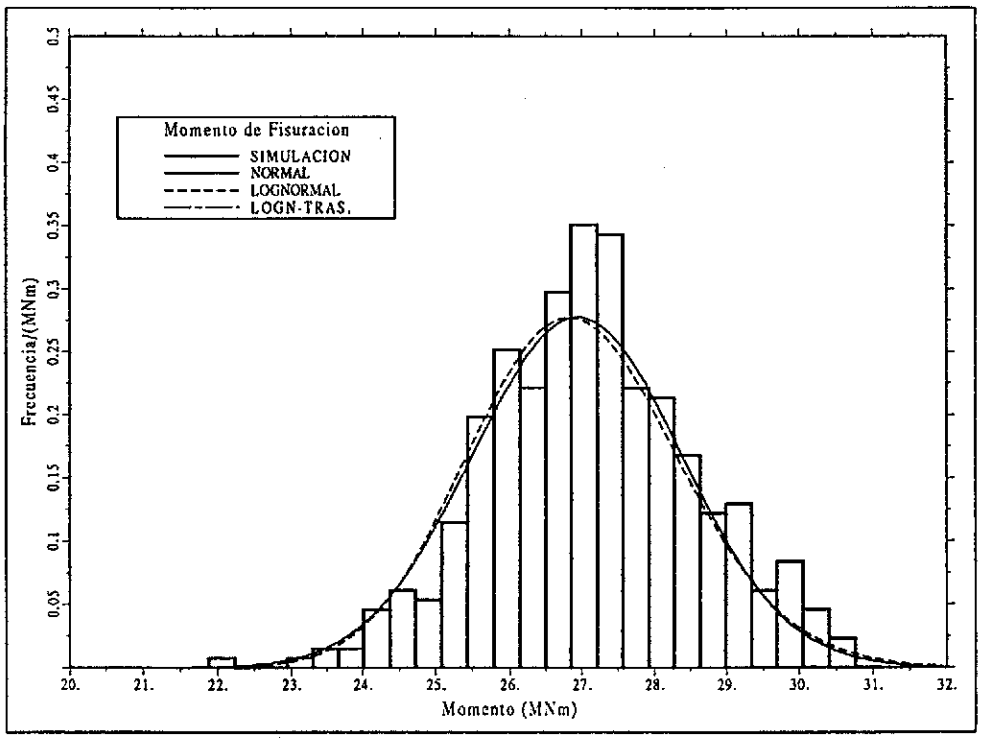


Fig. 8. Respuesta seccional, centro luz, (10 cables). M_u (A) y M_{cr} (B) (kNm).

El método utilizado para el cálculo de la Probabilidad de Fallo, P_f o del Indice de Fiabilidad asociado, β, según la definición de Hasofer-Lind [13], es el FORM (First Order Reliability Method) [1], con soporte informático.

5.2. Evaluación de la seguridad frente a rotura por flexión

Un esquema del proceso de evaluación, que se presenta seguidamente, queda resumido en la

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Figura 4 (parte derecha).

Al tratarse de una estructura isostática, el estudio de la seguridad plantea la evaluación de la seguridad del puente en términos de probabilidad de hundimiento debido a la rotura por flexión en la sección más solicitada, el centro vano. En el caso de una estructura hiperestática, con capacidad de redistribución de esfuerzos, habría que utilizar modelizaciones que tuvieran en cuenta la respuesta del puente como sistema [10]. Para ello se debe garantizar que, en la vida útil del puente y para el estado límite planteado, el índice de fiabilidad obtenido tenga un valor mínimo de $\beta_{u,\,min.}$. Los Códigos de diseño actuales suelen aceptar, en el proyecto de nuevas estructuras, una probabilidad de fallo asociada a un valor $\beta_{u,\,min.} = 5{,}0$, para una vida útil de 50 años. Este valor corresponde a la probabilidad media de un riesgo natural de 10^{-7}.

$$M = R - Q \qquad (6)$$

$$R = M_u \qquad (7)$$

$$Q = (M_{g1} + M_{g2} + M_{q,\,T=50}) \qquad (8)$$

5.2.1. Seguridad inicial de la obra proyectada; sección con 10 cables

La seguridad real, en términos del Indice de Fiabilidad, a partir de los modelos teóricos que hemos deducido, en caso de que no se hubiera producido pérdida de sección de acero de pretensado sería:

$$\beta_u = 12{,}1 \qquad P_f \simeq 10^{-33}$$

El valor tan pequeño de esta probabilidad de fallo, nos viene a confirmar cómo el Estado Límite condicionante en los puentes de hormigón pretensado no es el de rotura por flexión, sino el de fisuración. Al mismo tiempo, nos confirma el porqué en España aparecen tan pocos casos, ninguno conocido por los autores, de colapso de puentes diseñados con Normativas recientes y correctamente mantenidos (sin problemas de durabilidad), por actuación de las cargas de tráfico, al contrario de lo que sucede en otros países, caso de EE.UU., que tienen un β_u inferior.

5.2.2. Seguridad de la obra construida; sección con 9 cables

La seguridad real, en términos del Indice de Fiabilidad, a partir de los modelos teóricos evaluados es:

$$\beta_u = 10{,}7$$

Ello equivale a una probabilidad de fallo, en los 50 años, del orden de 10^{-26}, obteniéndose un valor de β_u mucho mayor a $\beta_{u,\,min} = 5$, con una probabilidad de fallo que es del todo asumible y mucho menor que el mínimo comúnmente aceptado en una estructura. Como conclusión, podemos decir que, a pesar de que el puente tenga una sección de acero menor a la de proyecto, puede darse perfectamente como válido, en relación al posible colapso por flexión excesiva.

Un análisis de sensibilidad de la seguridad estructural del puente frente a rotura por flexión, debido a la pérdida de cables de pretensado, se muestra en la Figura 9. Obsérvese cómo, para sólo 7 cables, caso en el que la verificación con la Normativa actual española nos diría que el puente no es aceptable ($\gamma_f = 1{,}1 \ll \ll 1{,}5$), el puente sigue teniendo una seguridad, frente a rotura por flexión, totalmente aceptable y asumible ($P_f = 10^{-10}$).

5.3. Evaluación de la funcionalidad

Un esquema del proceso de evaluación, que se presenta seguidamente, queda resumido en la Figura 6 (parte derecha).

El estudio de la seguridad para garantizar el Estado Límite de Servicio de fisuración, implica un estudio semejante al anterior. Sin embargo, en este caso el criterio de cara a adoptar un valor mínimo del Indice de Fiabilidad $\beta_{s,\,min}$, no es tan evidente. Algunos autores sugieren un valor de $\beta_{s,\,min.} = 1{,}0$, en 50 años, para los Estados Límites de Servicio o bien un valor de $\beta_{s,\,min.} = 3{,}5$, para un periodo de referencia anual [14].

En nuestro caso, nos basaremos en la filosofía contenida en los Eurocódigos [15, 16] para la obtención de la probabilidad aceptable de violación del E.L.S. de fisuración.

En la propuesta actual del Eurocódigo para estructuras de hormigón [15], se sugiere como valor de diseño de las acciones variables, que se debe tener en cuenta en la verificación del E.L.S. de descompresión, aquél que corresponde con su valor frecuente. El Eurocódigo de acciones [16] define el valor de una carga variable, a falta de más datos, como aquél que se supere 100.000 veces en 50 años. Ello supone, para nuestro caso particular, con 2.500 atascos/mes, el aceptar una probabilidad del 0,3% de que se fisure la sección en un atasco, durante los 50 años de vida útil del puente, en el caso de que las cargas permanentes y la respuesta fueran deterministas, es decir, perfectamente conocidas.

Con objeto de verificar el cumplimiento del ELS de aparición de fisuras (Clase II), se va a adoptar como criterio para la estimación de la carga frecuente de tráfico, aquélla tal que sus efectos (momento en centro luz) se ven superados un máximo de 100.000 ocasiones durante su

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

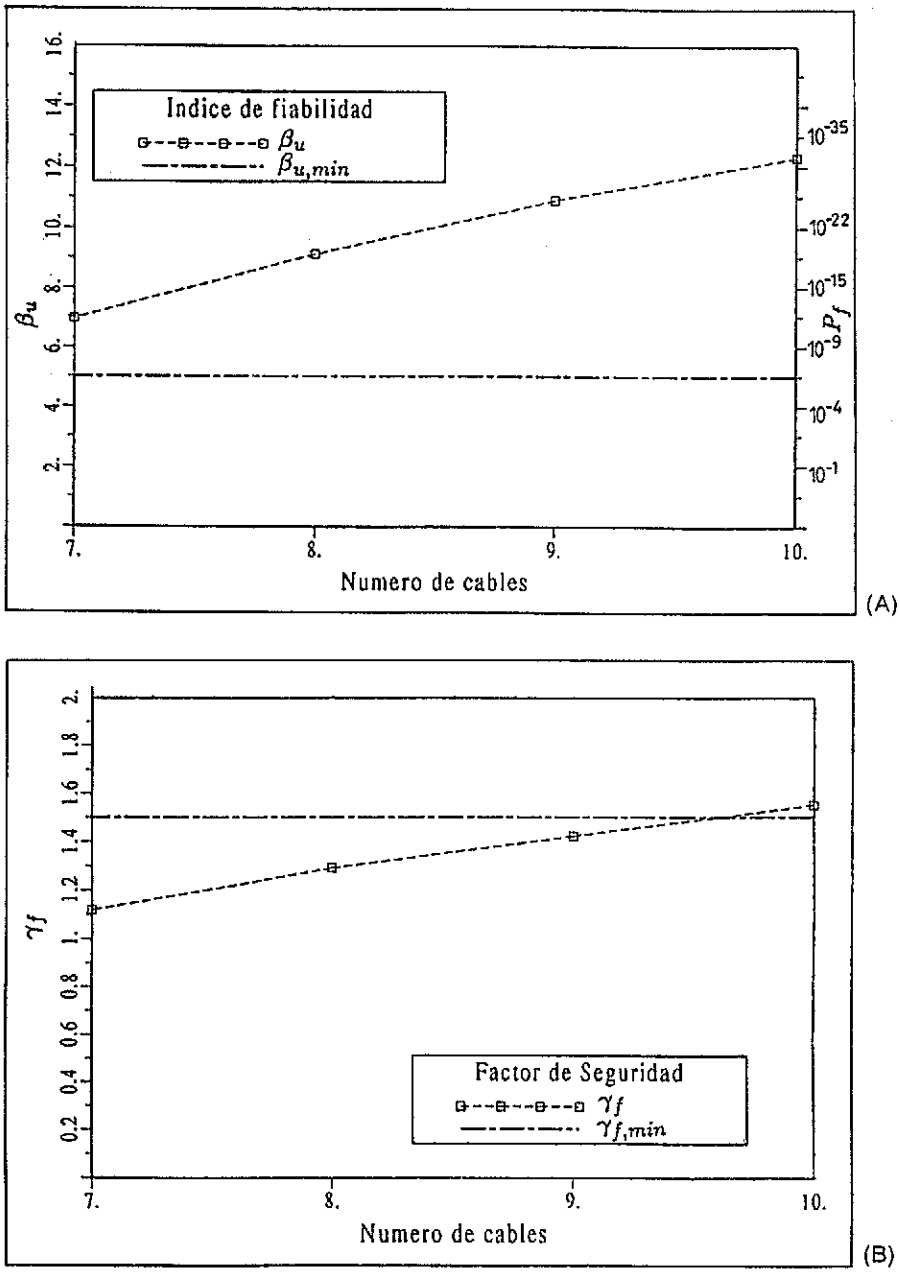


Fig. 9. Seguridad estructural frente a rotura de cables de pretensado.
β_u = Indice de Fiabilidad.
P_f = Probabilidad de fallo.
γ_f = Según Normativa española (eq. 2).

vida útil o un máximo de un 5% de las situacioens de sobrecarga. Al disponer de un modelo estadístico para la variable aleatoria tráfico, podemos estimar el valor frecuente de dicho momento, $M_{q,\,frecuente}$, como:

$$\text{Prob}\,[M_q \geq M_{q,\,frecuente}] = 0{,}003, \text{ en 50 años}$$

Siendo M_q la variable aleatoria *"Momento en centro luz asociado a una situación de atasco"*, se ha deducido que la cola de la función de distribución de probabilidad, se ajusta aceptablemente, en este caso concreto, a una distribución Logarítmico-Normal trasladada, con:

$M_{q,\,media}$ = 3.091 kNm, Coeficiente de variación = 0,19 y $M_{q,\,min}$ = 1.480 kNm

A partir de esta definición, el valor estimado del Momento frecuente de sobrecarga, teniendo en cuenta los coeficientes de excentricidad, es:

$$M_{q,\,frecuente} = 5.404 \text{ kNm}$$

La situación que hay que verificar será:

$$M_{descomp} > (M_{g1} + M_{g2}) \qquad (9)$$

$$M_{cr} > (M_{g1} + M_{g2} + M_{q,\,frecuente}) \qquad (10)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

En el cálculo de los momentos respuesta de la sección, se ha tenido en cuenta la resistencia a tracción del hormigón, también tratada como variable aleatoria.

De este modo, podemos definir los factores de seguridad relativos al E.L.S. de aparición de fisuras, como:

$$\gamma_{descomp} = \frac{M_{descomp}}{(M_{g1} + M_{g2})} \qquad (11)$$

$$\gamma_{cr} = \frac{M_{cr} - (M_{g1} + M_{g2})}{M_{q,\ frecuente}} \qquad (12)$$

En consecuencia, la seguridad de no superar el ELS planteado, quedará garantizada para unos valores de los factores de seguridad definidos, tales que:

$$\gamma_{descomp} > 1 \quad \gamma_{cr} > 1.$$

5.3.1. Funcionalidad de la obra proyectada; sección con 10 cables

Los valores de los factores de seguridad del Estado Límite de Servicio planteado, utilizando la definición de carga de tráfico frecuente son:

$$\gamma_{descomp} = 1{,}30$$

$$\gamma_{cr} = 1{,}60$$

De este modo, y según la definición de carga frecuente del Eurocódigo [15], la estructura tiene una fiabilidad suficiente, frente a la superación del E.L.S., de aparición de fisuras. ¿Qué probabilidad de fallo, es decir de superación del Estado Límite (ecuaciones 9 y 10) está asociada a los factores de seguridad evaluados? Para responder a esta cuestión debemos utilizar un tratamiento de las variables que intervienen en las ecuaciones 9 y 10 (del E.L.S. que hay que verificar), como variables aleatorias, con los parámetros estadísticos de acuerdo a la Tabla 1, y tomando de dicha Tabla, para el momento debido al tráfico, los valores asociados al período de referencia que queremos considerar.

El valor de β asociado al cumplimiento del Estado Límite definido en la ecuación 9 es:

$$\beta_{descompr} = 3{,}74$$

El valor de β asociado al Estado Límite definido en la ecuación 10, para un tiempo de referencia de 1 mes, es decir, tomando los esfuerzos de sobrecarga de tráfico máximos en un periodo de referencia mensual, es:

$$\beta_{cr,\ mensual} = 2{,}68$$

Este valor de β_{cr} mensual está asociado a una probabilidad de que la sección se fisure, como mínimo una vez al mes, de: $P_f = 9{,}0 \times 10^{-4}$.

5.3.2. Funcionalidad de la obra construida; sección con 9 cables

Los valores de los factores de seguridad del Estado Límite de Servicio planteado, utilizando la definición de carga de tráfico frecuente son:

$$\gamma_{descomp} = 1{,}15$$

$$\gamma_{cr} = 1{,}14$$

De este modo, a partir de la definición de las cargas frecuentes de tráfico existente, se verifica el Estado Límite de aparición de fisuras (Clase II) y, por tanto, a pesar de la pérdida de un cable, el puente sigue cumpliendo las condiciones para las que fue proyectado (recuérdese que el puente estaba proyectado en Clase II) y por tanto no es necesaria ninguna actuación. La fiabilidad de superar los Estados Límites planteados es:

El valor de β para el Estado Límite definido por la ecuación 9 es:

$$\beta_{descompr} = 2{,}12$$

El valor de β para el Estado Límite definido por la ecuación 10, para un tiempo de referencia de 1 mes, es:

$$\beta_{cr,\ mensual} = 0{,}98$$

Así, la probabilidad de que, en un mes, la sección se fisure como mínimo una vez es: $P_f = 15\%$.

Con estos valores de la probabilidad de fallo, podríamos entrar en una función que estimase el coste económico de la situación de fallo [6], que nos permitiría decidir qué actuación (labores de inspección y mantenimiento que hay que realizar e intervalo de tiempo entre dos inspecciones) proporcionaría el coste mínimo.

6. CONCLUSIONES

La problemática, a nivel de ejemplo, que hemos presentado nos permite extraer las siguientes conclusiones:

1. La evaluación de la seguridad y funcionalidad de puentes existentes, en términos de probabilidad de fallo, o del Indice de Fiabilidad, β, permite disponer de un criterio realista y objetivo de cara a decidir las tareas de reparación, sustitución u otras actuaciones, ante distintas patologías que afecten a la pérdida de capacidad portante o a la durabilidad de los materiales.

2. La teoría de la fiabilidad estructural es una herramienta eficiente en los procesos de toma de decisiones en la gestión de infraestructuras. Se presenta como una técnica imprescindible para la evaluación racional de la seguridad y funcionalidad de obras de fábrica en servicio. La técnica empleada suscita especial interés, debido a la edad avanzada de un gran número de puentes existentes.

3. El ejemplo mostrado permite demostrar la eficacia del método propuesto, en la evaluación

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

de un puente con problemas de pérdida aparente de capacidad portante, al compararlo con los criterios que pueden deducirse de la Normativa actual.

4. En un puente hiperestático, las discrepancias aquí observadas en la aplicación de los dos métodos utilizados en la evaluación serían todavía mucho más evidentes y críticas, especialmente en la verificación de la seguridad frente a rotura por flexión, debido al incremento de la relación entre esfuerzos de sobrecarga y esfuerzos debidos a peso propio y carga permanente.

5. Los modelos de sobrecarga y los factores de seguridad de la Normativa vigente, garantizan una seguridad, frente a Estado Límite Ultimo de rotura por flexión, que en el caso de puentes son muy elevados. Es evidente, en consecuencia, la conveniencia de una revisión de los factores de seguridad y modelos de sobrecarga adoptados y más todavía cuando se trata de la evaluación de puentes existentes. Esta revisión debe incluir la extensión y actualización de las bases de datos utilizadas a tal fin.

6. Aparece la necesidad de definir, claramente, los criterios y fenómenos físicos que subyacen en la consideración de las sobrecargas y factores de seguridad que se deben utilizar en la verificación de los Estados Límites de Servicio, en estructuras de hormigón armado o pretensado.

7. La utilización de las técnicas mostradas carece de todo sentido si no se dispone de una base de datos suficiente, relativa a la consideración de la incertidumbre inherente a las variables que intervienen en los modelos de solicitación y respuesta. Estos pueden ser posteriormente actualizados, a partir de inspecciones in situ, ensayos de laboratorio, mediciones reales de tráfico, etc., en la obra concreta que se vaya a evaluar. Se está llevando a cabo un esfuerzo importante en este sentido [10], con objeto de facilitar su uso en nuestro país.

8. Existen, en la actualidad, suficientes herramientas de trabajo para evaluar aceptablemente los modelos de solicitación y respuesta que se deben utilizar en la evaluación de puentes existentes, a partir de técnicas de simulación numérica y datos experimentales [10]. Asimismo, existen métodos de cálculo que permiten la determinación del Indice de Fiabilidad β, para un Estado Límite definido, sin suponer un excesivo esfuerzo de cálculo, con ayuda de soporte informático.

9. Debido a la elevada seguridad frente a rotura por flexión que presentan los puentes de hormigón pretensado, la no consideración de los coeficientes de excentricidad a flexión en el proyecto, no conlleva, en general, una pérdida de capacidad portante preocupante. Sin embargo, ello puede comportar una variación, significativa en muchos casos, del comportamiento en servicio del puente, frente a estados de máxima sobrecarga, con la aparición de fisuración que puede no haberse tenido en cuenta en la disposición de la mínima armadura pasiva y, en consecuencia, dar lugar a la aparición de problemas de durabilidad.

10. Los resultados derivados de este artículo no deben ser extrapolados, en ningún caso, para otras tipologías estructurales (otras tipologías de puentes, depósitos, edificación, etc.), donde la calidad de la ejecución, acciones y modelos de sobrecarga, calidad de los materiales utilizados, mecanismos resistentes, factores de seguridad, control de proyecto y ejecución, etc., pueden ser muy diferentes al caso estudiado. Por otra parte, los modelos probabilísticos utilizados han sido ajustados a un caso específico.

11. Los resultados obtenidos en el cálculo de las probabilidades de fallo no tienen en cuenta el error en los modelos teóricos utilizados para la evaluación de la respuesta o solicitación, muy precisos en la actualidad. Asimismo, no se incluye el posible error humano (una de las causas principales de colapso de estructuras) que en términos generales puede incrementar la probabilidad de colapso en 2 órdenes de magnitud.

12. El proyectista no debería temer tanto por el posible colapso de las estructuras que construye sino más bien por aspectos relacionados con la funcionalidad (aparición de fisuras, vibración excesiva bajo sobrecarga, durabilidad de la obra, etc.), en definitiva la calidad de la estructura. El ejemplo estudiado nos permite concluir que se deberían verificar quizá de una forma más laxa los ELU a cambio de un mayor rigor en la comprobación de los ELS con modelos y posibles factores de seguridad más realistas. Por otra parte, nos podríamos preguntar: ¿Qué sentido tiene abordar fenómenos relacionados con los ELS con factores de seguridad asociados a ELU?

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer la colaboración de las siguientes personas, Instituciones y Empresas que han facilitado datos experimentales para la realización de este trabajo:

Datos relativos a cargas de tráfico:

Sr. D. Julio del Pozo (*Autopistas Concesionaria Española, S.A.*), Sr. D. R. Ramos Duro (*Autopistas del Atlántico, S.A.*), Sr. D. José M. Morera Bosch y Sra. Dña. Carmen R. de Castro (*Ibérica de Autopistas, S.A.*).

Datos relativos a geometría y características de los materiales:

Sr. D. A. Sangrós y Sr. D. F. Aracil (*Demarcación de Carreteras del MOPT en Cataluña*), Sra. Dña. M. D. Pulido (*Esteyco, S.A.*), Sr. D. R. Bueno (*Fomento de Construcciones y Contratas*), Sr. D. A. Lluch (*Gestión de Infraestructu-*

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ras, S.A.), Sr. D. E. Azpiroz (*Ingeniería de Autopistas, S.A.*), Sr. Figueras y Sr. D. F. Labarta (*Mancomunitat de Municipis del Area Metropolitana de Barcelona*) y Sr. Menéndez (*Trenzas y Cables, S.A.*).

Este trabajo de investigación forma parte de una Tesis Doctoral financiada por la Dirección General de Universidades de la Generalitat de Catalunya mediante una beca de Formación de Investigadores.

8. REFERENCIAS

[1] *Structural reliability of existing bridges. Report No. 1, Case study: Madum Bridge.* Bridge Department, the Road Directorate, Ministry of Transport, Denmark 1986.

[2] Nowak A.S.; *Calibration of LRFD bridge design code.* NCHRP Project 12-33. Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Michigan, Ann-Arbor, 1992.

[3] Keogh P.; *An introduction to the bridge management system being developed and implemented within the roads and traffic authority, New South Wales.* Proceedings of the Austroads bridge conference, pp. 99-112, Brisbane, November 1991.

[4] *Guidelines for strength evaluation of existing steel and concrete bridges.* American Association of State Highway and Transportations Officials, 1989.

[5] Dhirendra Verma; *Calibration of bridge-strength evaluation code.* Journal of structural engineering, ASCE, Vol. 115, Nº 6. Abril, 1989.

[6] J.R. Casas y J.A. Sobrino; *La evaluación y gestión de estructuras en servicio. ¿Un arte o una técnica?* Hormigón y Acero Nº 184, 3er trimestre, 1992.

[7] *Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera* (O.M. 28/02/72), Madrid, 1972.

[8] *Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado, EP-80,* Madrid, 1980.

[9] Schneider J.; *Some thougths on the reliability assessment of existing structures.* IABSE-Structural Engineering International 1/92, pp. 13-18, 1992.

[10] J.A. Sobrino; *Evaluación de la seguridad y funcionalidad de puentes existentes de hormigón armado y pretensado.* Tesis Doctoral en curso de realización, Departamento de Ingeniería de la Construcción, ETSICCPB, UPC, Barcelona.

[11] J.A. Sobrino y J.R. Casas; *Probabilistic response of reinforced and prestressed bridge cross-sections.* IABSE Colloquium "Remaining Structural Capacity", Copenhagen, 1992.

[12] Bez R.; *Modelisation des charges dues au trafic routier.* These Doctorale. Université Polytéchnique Fédérale de Lausanne, 1989.

[13] Hasofer, A.M. and N.C. Lind; *An exact and invariant first order reliability format.* Proceedings of ASCE, Journal of Engineering Mechanical Division, pp. 111-121, 1974.

[14] Nowak A.S., Grouni H.D.; *Serviceability criteria in prestressed concrete bridges,* ACI Journal, pp. 43-48, January-February 1986.

[15] *Eurocode No. 2, Design of concrete structures.* Commission of the European Communities, Revised Final, Draft, 1989.

[16] *Eurocode for actions on structures.* Commission of the European Communities, Draft, 1990.

RESUMEN

Se presenta una metodología de evaluación estructural de un puente existente, basada en la teoría de la fiabilidad estructural, con objeto de disponer de criterios objetivos y más cercanos a la realidad, a fin de garantizar la seguridad y funcionalidad de un puente de hormigón pretensado con problemas de pérdida aparente de capacidad portante. Se compara esta metodología con la propuesta por la Normativa española existente, en la actualidad, para el proyecto de nuevas obras.

Mientras los criterios de verificación y evaluación basados en planteamientos semiprobabilistas, mediante la utilización de la Normativa vigente, no satisfacen los distintos Estados Límites (de servicio y último de rotura por flexión), se observa cómo la aplicación de criterios basados en la Teoría de la Fiabilidad, y una correcta actualización de los parámetros resistentes y de solicitación, permiten prever el comportamiento adecuado de la obra durante su vida útil, con una probabilidad asumible.

SUMMARY

A methodology for structural evaluations of existing bridges is presented based on the Reliability Theory, in order to obtain objective and realistic criteria to assure the safety and serviciability of reinforced and prestressed concrete bridges with apparent affected load carrying capacity. This methodology is compared with the proposed by the current Spanish Code for structural design.

The available criteria using semi-probabilistic methods, design Code, do not satisfy the Serviciability and Ultimate Limit States. However, the criteria based on the Reliability Theory and the correctly updating of the resistance and load parameters involved allows to expect a correct behaviour of the bridge during its life time with an acceptable failure probability.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

591-2-246

El pretensado exterior en puentes de hormigón: dos perspectivas de una misma técnica

Gonzalo Ramos y Angel C. Aparicio
Departamento de Ingeniería de la Construcción
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona

1. INTRODUCCION

La historia del pretensado exterior como técnica de construcción de puentes se remonta al comienzo mismo de la aplicación del hormigón pretensado. El ingeniero alemán Franz Dischinger patentó, en 1934, un sistema de pretensado exterior [1]. La motivación que le impulsó a diseñar este sistema fue su preocupación ante las deformaciones diferidas y la fatiga del acero activo. Por ello, proyectó un sistema que permite el retesado y la sustitución del pretensado. Este sistema fue aplicado al puente de Adolf Hitler en Aue, Sajonia, que permanece abierto al tráfico en la actualidad, sin apenas reparaciones [2].

Tras algunas realizaciones en el decenio de los 50, entre las que hay que destacar el puente sobre el río Duero en Almarail, Soria, proyecto de E. Torroja y A. Páez [3], los reiterados fracasos por problemas de corrosión hicieron que esta técnica cayera en el olvido. Pero, al principio de los 80, resurgió en Estados Unidos con la construcción del puente del Long Key [4], y en Francia, con los puentes de Aiguilly, Bléré y Kouilou [5, 6, 7].

La difusión del pretensado no inyectado para estructuras especiales, sirvió de base para la reintroducción del pretensado exterior. Las principales causas de esta difusión fueron:

i) Su utilización en edificios de contención de centrales nucleares, según técnica norteamericana, aprovechando las ventajas que ofrece en cuanto a inspección y posible retesado.

ii) La necesidad de refuerzo y reparación de diversos puentes construidos mediante la técnica de los voladizos sucesivos.

A partir de esta experiencia, se produjo la reaparición del pretensado exterior, aunque las motivaciones fueron radicalmente distintas.

En Estados Unidos, la función objetivo para la optimización estructural es el coste de construcción. Por este motivo, en el rango de las luces medias, la tipología más ampliamente utilizada en los años 70 era la de tablero de vigas estándar de la AASHTO, con losa superior de compresión. Esta tipología está muy industrializada, llegándose a utilizar la losa de compresión directamente como capa de rodadura, con lo que se consiguen costes muy bajos (1). Por tanto, la única posibilidad de desarrollo de nuevas técnicas es la disminución de costes y éste ha sido el eje del desarrollo del pretensado exterior.

En Francia, las primeras realizaciones fueron en puentes construidos mediante el método del empuje del dintel. El pretensado exterior se utilizó primero como pretensado centrado de construcción y posteriormente con un trazado antagónico al definitivo, centrando la resultante durante la construcción. Esta cualidad del pretensado exterior, su capacidad de ser fácilmente desmontado y, por ende, reemplazado, ha impulsado su utilización.

La descongestión de las almas, al retirar las vainas, aporta también un doble beneficio: mejora la calidad del hormigonado y disminuye los espesores necesarios. Además, los tendones son fácilmente inspeccionables y reemplazables, siendo, asimismo, sencillo el refuerzo de una estructura mediante pretensado adicional.

Todas estas ventajas han extendido el uso de esta técnica, siendo de general aplicación en todos los puentes de gran luz franceses construidos actualmente, en combinación o no, con un pretensado interior clásico; y también en puentes alemanes, ingleses e italianos.

En este artículo pretendemos dar una visión general de ambas perspectivas (la americana y

(1) En el último ejercicio, los puentes de tablero de vigas construidos por la Administración del estado de Texas han tenido un coste medio de 28 $ por pie^2, lo que equivale a 30.000 ptas./m^2 (¡puente completo!).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

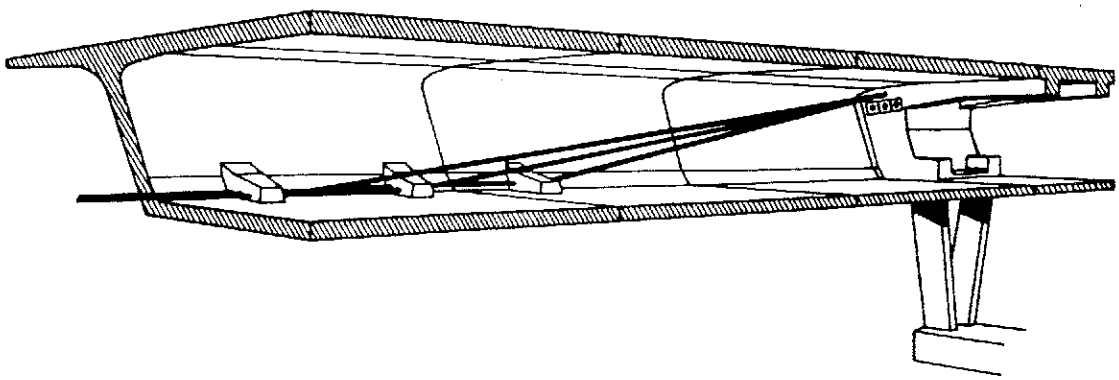


Fig. 1. Perspectiva de la sección longitudinal del Long Key Bridge, Florida.

la europea), tanto en aspectos de diseño como tecnológicos.

2. DISEÑO DE PUENTES CON PRETENSADO EXTERIOR. PERSPECTIVA AMERICANA

2.1. Características básicas

Como ya hemos señalado, la técnica del pretensado exterior se utiliza en Estados Unidos para puentes de luces medias. Estas son las características principales de dichos puentes:

a) Son tableros de sección cajón, construidos por dovelas prefabricadas. Normalmente, sólo se utiliza esta técnica para viaductos de gran longitud, donde el número de dovelas que haya que ejecutar sea elevado.

b) La construcción es vano a vano. Se realizan vanos completos, apoyados o colgados de una celosía metálica, la cual se desplaza por flotación, desmontándola y montándola, o de forma automóvil.

c) Las juntas entre dovelas, tradicionalmente impregnadas de resina epoxy, se convierten en juntas secas cuando no hay posibilidad de heladas.

d) La desviación de los tendones se realiza uno a uno, mediante pequeños bloques de desviación en la unión alma-forjado inferior.

e) El pretensado es exclusivamente exterior, para reducir al mínimo los espesores de hormigón.

f) La protección de los tendones frente a corrosión se realiza mediante inyección de mortero de cemento. La tecnología utilizada no permite la sencilla sustitución del tendón, como comentaremos más adelante.

g) El anclaje del pretensado se realiza en las traviesas sobre pila. El anclaje es pasivo en la traviesa del lado de puente ya construido y activo en el lado libre. De esta forma, es sencillo colocar los gatos de tesado de tendones muy potentes, ideales para disminuir operaciones, dispositivos de anclaje y desviación, y evitar congestiones geométricas.

h) Se ejecuta una junta húmeda entre el vano ya construido y el nuevo vano, antes de proceder al tesado de éste.

Estas características aquí descritas, pueden observarse en el primer puente de esta generación, el Long Key Bridge [4, 8] (fig. 1, foto 1).

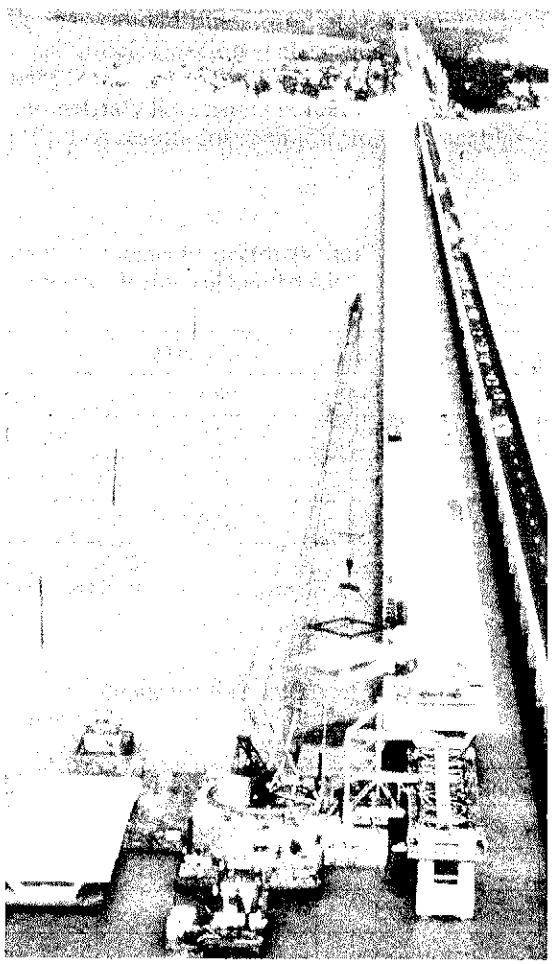


Foto 1. Vista de la construcción del Long Key Bridge, Florida.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Desde la construcción del Long Key, la técnica ha evolucionado en bastantes de los aspectos mencionados anteriormente.

2.2. Evolución en el esquema estático

En cuanto al procedimiento constructivo, la primera evolución fue hacer resistentes los tableros, frente a peso propio, en un esquema estático biapoyado.

El coste de una obra depende de forma directa del tiempo de utilización de la celosía sobre la que se apoyan las dovelas. Cualquier método que disminuya el tiempo de utilización de esta celosía por vano construido es económicamente favorable. Así, las juntas entre vanos se ejecutan posteriormente, pudiéndose realizar el tesado y, por tanto, el descimbrado, nada más terminada la colocación de las dovelas sobre la celosía. Este método es el aplicado en la construcción de la denominada "Y" de San Antonio, Texas (fotos 2 y 3).

La siguiente evolución es inmediata. La utilización de cajones continuos para luces medias, lleva a cantos muy pequeños. En estas condiciones, la colocación del pretensado en el interior del cajón es muy difícil y laboriosa. Por ello, el canto viene fijado, más por condiciones de trabajabilidad en el interior del cajón que por condiciones estructurales, por lo que, actualmente, se está proyectando con relaciones canto/luz de $1/15 \div 1/17$ para puentes de carretera. Si a esto añadimos que a peso propio ya trabajan en esquemas biapoyados, la solución evidente es realizar tramos que tabajen siempre de forma simplemente apoyada.

La adopción de un esquema biapoyado elimina también los esfuerzos térmicos de la estructura. Estos esfuerzos térmicos son importantes en amplias zonas de Estados Unidos y se da la circunstancia de que los Estados Límites de Servicio son los condicionantes en el cálculo. Con el tren de cargas de la AASHTO [9] y los coeficientes de mayoración allí impuestos para ELS y ELU, los puentes con pretensado exterior vienen condicionados, en su dimensionamiento, por los requisitos exigidos por los Estados Límites de Servicio.

Para evitar la profusión de juntas a que esto llevaría, se ejecutan losas de continuidad entre los tramos, tal como se hace para tableros semicontinuos de vigas. Esta solución se ha adoptado en un tramo de la "Y" de San Antonio, y es la aprobada para dos viaductos paralelos, de más de 20 m de anchura y de 4 km de longitud cada uno, en Austin, Texas.

2.3. Evolución en las juntas entre dovelas

La colocación de resina epoxy entre dovelas, ha tenido siempre tres razones fundamentales:

a) Asegurar la estanqueidad de las juntas, para así proteger los cables de pretensado que las atraviesan.

b) Lubrificar las superficies en contacto, para una más sencilla conjunción de las dovelas.

c) Garantizar un contacto continuo entre dovelas, a pesar de las microimperfecciones.

Las dos primeras razones desaparecen con la utilización de esta técnica. De un lado, ya no es



Foto 2. Vista general de un ramal de la "Y" de San Antonio, Texas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

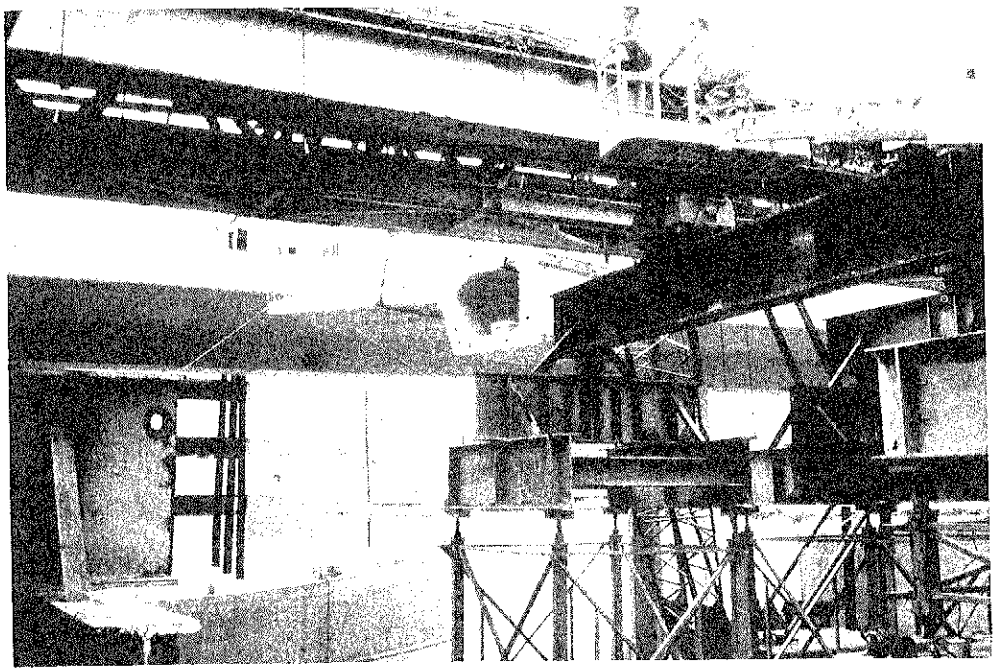


Foto 3. Posicionamiento de dovelas en un ramal de la "Y" de San Antonio, Texas.

necesario asegurar la estanqueidad, pues los tendones van protegidos independientemente del hormigón circundante. Del otro, la colocación de las dovelas sobre una celosía, que permite una sencilla nivelación, hace más fácil la conjugación de las mismas.

Además, ningún código consideraba que la resina colaborara a la resistencia a flexión o a cortante de la estructura.

La supresión de la resina acelera mucho la ejecución, no tan sólo por el tiempo necesario para impregnar la junta, sino, sobre todo, por la dependencia climatológica. También se evita el riesgo de una mala aplicación, no mezclando, por ejemplo, los dos componentes de la resina, lo cual ha sucedido en algún puente norteamericano.

Ante este cúmulo de circunstancias, se procedió a ejecutar juntas secas en todos los viaductos en que la inexistencia del peligro de heladas lo permitiera.

Pero el comportamiento de algunos de estos puentes con juntas secas ha provocado un replanteamiento del problema. Estos han sido los defectos observados:

a) Al no colocarse resina, el contacto entre las dos caras de las juntas no es uniforme, sino discreto. Al pretensarse la estructura, el área de contacto es menor de la esperada, con lo que crecen las compresiones y aparecen zonas locales de aplastamiento.

b) La existencia de vehículos pesados, con sobrecarga superior a la del tren de cargas americano (muy habitual en tráfico de corto recorrido), ha hecho que muchas de esas juntas sufrieran descompresión y apertura, iniciándose un proceso de fatiga. Incluso se han llegado a introducir objetos extraños (papeles) en las juntas, provocando mayores discontinuidades en el contacto.

De forma concomitante, se han desarrollado ensayos que demuestran que la resina sí colabora de forma significativa, tanto a la resistencia a esfuerzos cortantes [10], como al aumento del momento de apertura de juntas [11].

Por todo ello, en numerosos estados se ha prohibido explícitamente la utilización de juntas secas. A nivel nacional, la AASHTO ha introducido en su normativa [12], una penalización a las estructuras construidas con este tipo de juntas.

Así, los coeficientes de minoración de la respuesta seccional (ϕ) dependen del tipo de junta y del pretensado.

	ϕ_f **Flexión**	ϕ_v **Cortante**
Pretensado adherente:		
Juntas con epoxy o juntas húmedas	0,95	0,85
Juntas secas	0,90	0,70
Pretensado no adherente o parcialmente adherente:		
Juntas con epoxy o juntas húmedas	0,90	0,80
Juntas secas	0,85	0,65

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

La idea que impulsa esta normativa es la de "castigar" los puentes con juntas secas y pretensado totalmente exterior, por los problemas de durabilidad que presentan. Se observa, pues, una evolución hacia estructuras que, manteniendo su condición de resultar económicas, aseguren también una vida útil prolongada.

3. DISEÑO DE PUENTES CON PRETENSADO EXTERIOR. PERSPECTIVA EUROPEA

3.1. Planteamiento básico

En Europa, el desarrollo del pretensado exterior se ha producido básicamente en Francia, aunque también hay realizaciones en la mayoría de países europeos.

El objetivo buscado ha sido la mejora de la calidad de las estructuras y, por tanto, de su durabilidad. Esta mejora de calidad puede dividirse en varios apartados:

a) Mayor sencillez de hormigonado de las almas, al eliminar las vainas.

b) Control total del proceso de inyección. La accesibilidad de toda la longitud del tendón permite asegurar una perfecta inyección.

c) Posibilidad de inspección visual directa de los tendones, permitiendo un seguimiento continuado de la situación de los mismos.

d) Posibilidad de reemplazo de los tendones con problemas y facilidad de refuerzo en caso necesario.

Este diferente objetivo global ha permitido

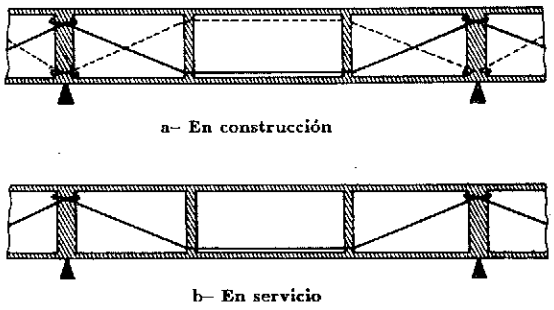


Fig. 2. Trazado del pretensado exterior definitivo y del pretensado exterior antagónico provisional durante construcción.

la utilización de esta técnica en puentes muy diversos, sin haberse circunscrito a una tipología o a un método constructivo: vano a vano, empuje del dintel, voladizos sucesivos, etc. Además, se ha utilizado tanto para tableros monolíticos como para tableros con juntas impregnadas con epoxy.

Es más, esta técnica ha permitido la mejora de algunos de estos métodos de construcción. Así, por ejemplo, la utilización de tendones provisionales antagónicos a los definitivos ha evolucionado el método de empuje del dintel, permitiendo reducir cantos, y por tanto, el peso de la estructura (fig. 2).

También han aparecido tipologías transversales imposibles con un pretensado convencional, cual es el caso de los puentes con almas en celosía (metálica o de hormigón) [13, 14] y de los puentes con alma de chapa plegada [15] (foto 4).

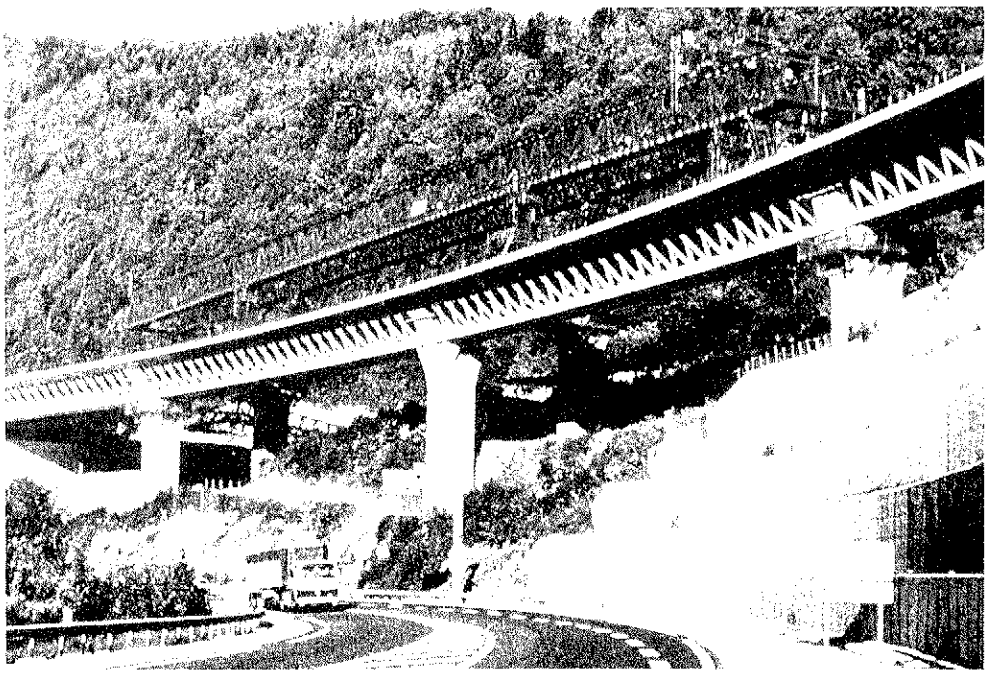


Foto 4. Vista general de los viaductos de Sylans y de Glacières.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

3.2. Trazado de pretensado

El rango de luces de utilización del pretensado exterior es muy amplio, abarcando desde puentes de luces medias a puentes de gran luz. En estos últimos, es necesaria una fuerza de pretensado elevada que se obtiene mediante numerosos tendones de gran potencia y suele emplearse en combinación con un pretensado convencional.

El problema que se plantea es cómo desviar tantos tendones. La solución americana, de desviación tendón a tendón, es complicada pues el número de tendones provocaría una gran congestión geométrica, y también unas fuerzas de desviación horizontales importantes.

La solución que se ha adoptado en la mayoría de los casos es la de desviar todos los tendones en dos secciones por vano (fig. 3). De esta forma se evitan desviaciones en planta y se minimizan los problemas geométricos. A cambio, la desviación de un número elevado de tendones no permite la utilización de pequeños bloques, sino que requiere la ejecución de diafragmas de desviación (foto 5).

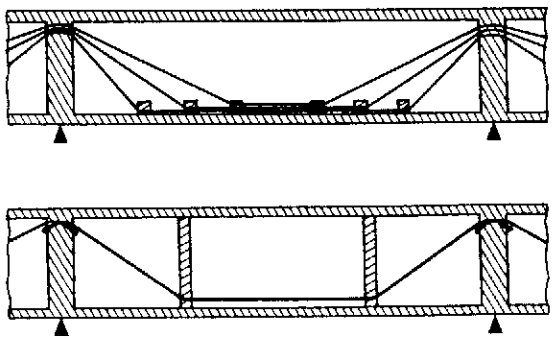


Fig. 3. Trazado de pretensado desviando tendón a tendón mediante bloques de desviación (perspectiva americana) frente a trazado con dos diafragmas de desviación (perspectiva europea).

Los diafragmas presentan dos problemas de difícil solución:

a) La compleja industrialización de su construcción: Son siempre elementos singulares y, por tanto, introducen distorsiones en el proceso de ejecución del tablero.

b) Poseen un peso elevado, que disminuye considerablemente la ganancia de peso debida al menor espesor de las almas.

Una consecuencia de la utilización de diafragmas, que debe ser considerada en el cálculo, es la pérdida de excentricidad del pretensado en centro luz para estados avanzados de carga. La mayoría de puentes construidos no disponen de diafragma en centro luz, para evitar incrementar el peso en una sección tan crítica, pero al alcanzar deformaciones importantes la efectividad del pretensado disminuye (fig. 4).

3.3. Zonas de anclaje

Otro apartado complejo, dentro del proyecto de estructuras con pretensado exterior, es el diseño de las zonas de anclaje. La transmisión de la fuerza de anclaje hace necesaria la utilización de dispositivos masivos, cuyo peso impide situarlos en las zonas de vano. Por ello, excepto en contadas ocasiones, el anclaje de los tendones se realiza en las traviesas sobre pila o estribos.

Si el número de tendones que hay que anclar es pequeño, no existen problemas geométricos; pero si se está proyectando un puente de gran luz, el número de tendones provoca una congestión muy importante.

Este problema se ve agravado por dos circunstancias:

a) La utilización de tendones de gran potencia exige, excepto en el caso de monotorones

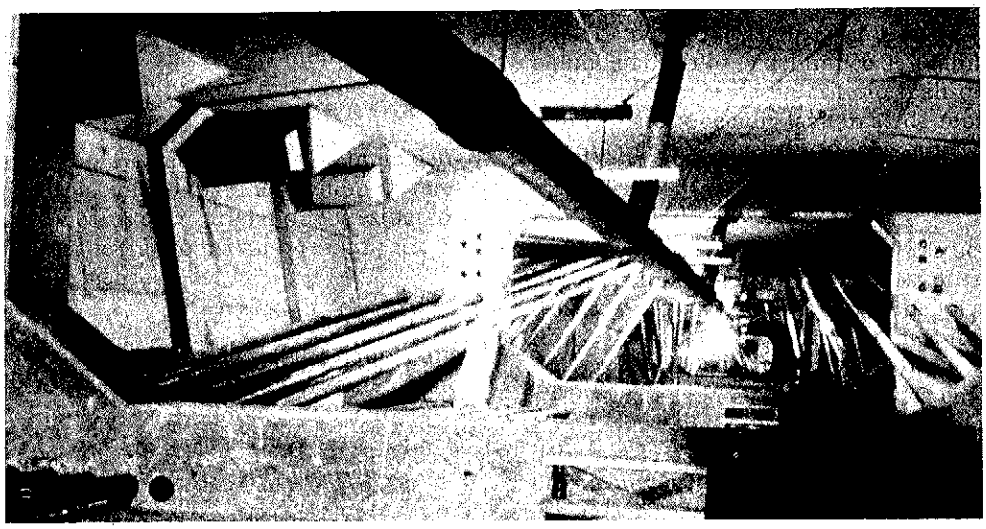


Foto 5. Diafragmas de desviación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

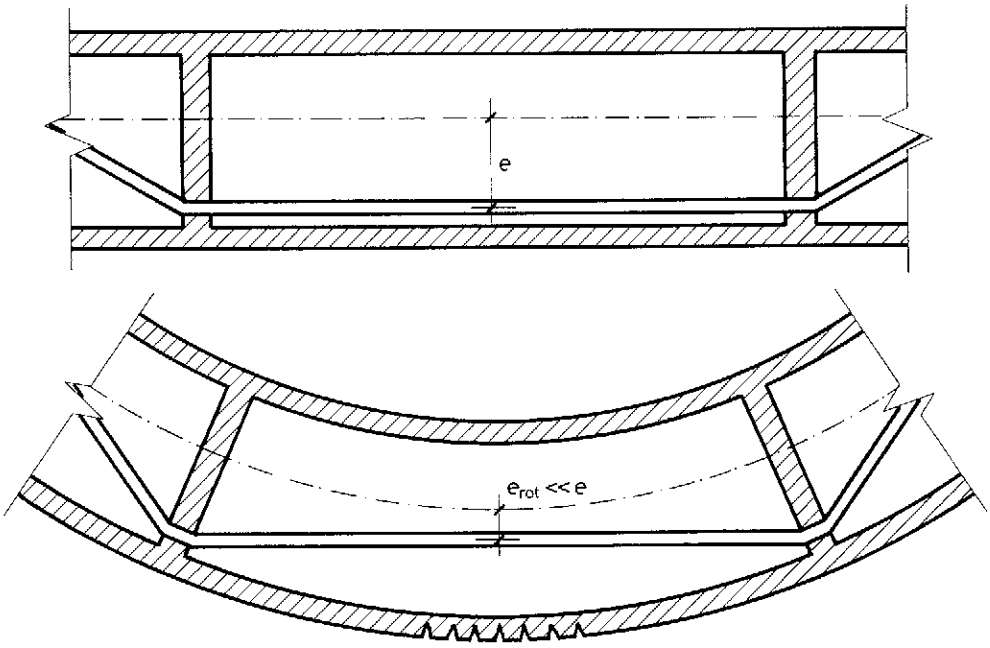


Fig. 4. Pérdida de excentricidad, en centro luz, con la deformación.

autoprotegidos, potentes gatos, de gran diámetro y peso. Debe pues preverse espacio suficiente para situar estos gatos, con suficiente facilidad, detrás de los anclajes.

b) La utilización de pretensado reemplazable conlleva, en algunas tecnologías, la necesidad de espacio detrás de los anclajes para alojar las longitudes de cable libre necesarias para posteriores retesados o destesados.

Una de las soluciones que se han intentado ha sido la extensión de los tendones sobre dos vanos. De esta forma puede reducirse el número de anclajes a la mitad. El problema es que, al finalizar la construcción de un vano en un procedimiento evolutivo, no puede dársele a éste más que la mitad del pretensado total. Esto complica algunos métodos de construcción, como el de vano a vano y el de empuje del dintel.

4. TECNOLOGIA DEL PRETENSADO EXTERIOR

Como ya hemos subrayado, la característica principal del pretensado exterior, desde la perspectiva europea, es su capacidad de ser reemplazado en caso de problemas de corrosión. En cambio, en Estados Unidos esta posibilidad no es contemplada. Por tanto, los sistemas de pretensado se pueden separar perfectamente en sistemas no reemplazables y sistemas reemplazables.

4.1. Sistemas no reemplazables

Los sistemas no reemplazables se basan en la tecnología clásica del pretensado; es decir, tendones formados por cordones en el interior de una vaina e inyectados con mortero de cemento. La única diferencia estriba en el material de la vaina, que para el pretensado exterior es de polietileno de alta densidad. En las zonas de anclaje y desviación, la vaina es sustituida por un tubo metálico embebido en el hormigón.

La principal ventaja de esta tecnología es la amplia experiencia que existe, que asegura una buena durabilidad. Su inconveniente, ya señalado, es la dificultad, que no imposibilidad, de reemplazo.

4.2. Sistemas reemplazables

Los sistemas reemplazables más utilizados son:

a) Sistema de doble vaina. Consiste en una vaina continua de polietileno de alta densidad, inyectada de mortero de cemento, que en los desviadores y trompetas de anclaje discurre por el interior de un tubo metálico embebido en el hormigón. De esta forma, la vaina no está adherida al hormigón en ningún punto y puede sustituirse fácilmente. Para retirar un tendón, debe procederse primero a cortarlo, lo que evidentemente provoca muy bruscos retrocesos de las placas de anclaje. Por tanto, su sustitución es una operación, cuanto menos, delicada.

b) Sistema de pretensado inyectado con un producto blando. Este sistema consiste en tendones con vaina de polietileno entre desviadores y tubo metálico en éstos y en los anclajes, pero inyectados con un producto del tipo grasa

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

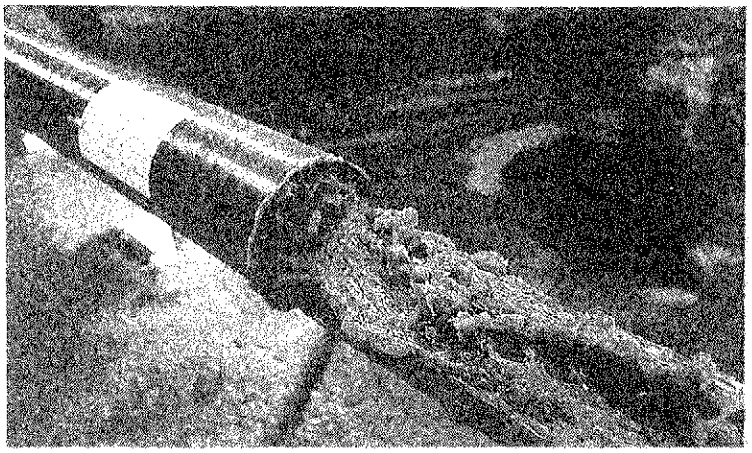


Foto 6. Tendón inyectado con cera petrolera en vaina de fibra de vidrio.

o cera petrolera. Si se deja una longitud libre de tendón suficiente, protegida mediante un cilindro relleno del producto de inyección, pueden retesarse o destesarse de forma sencilla y sin peligro, en cualquier momento de la vida útil de la estructura. Los inconvenientes provienen del proceso de inyección, pues ésta debe ser en frío y a alta presión, o a baja presión pero en caliente, y del coste, tanto del producto de inyección, como del material de la vaina (debe resistir o altas temperaturas o alta presión). Además, el proceso de inyección no está exento de riesgos, dados los vapores tóxicos que emanan de estos productos (foto 6).

c) Sistemas de monotorones autoprotegidos. Se han utilizado dos sistemas: monotorones individuales y monotorones agrupados en una vaina inyectada con mortero de cemento. El primer sistema ha sido usado en pocas ocasiones, por los problemas de corrosión derivados de las microfisuras de la vaina de los monotorones, debidas a transporte y colocación. El segundo sistema ha sido más utilizado, pues asegura un buen comportamiento frente a la corrosión. El procedimiento de sustitución es muy simple. Primero se procede al destesado del tendón, para lo cual hay que prever longitudes libres de los monotorones. Este destesado se puede realizar mediante un gato unifilar, siempre más ligero y manejable. En segundo lugar se desmonta el tendón, siendo necesario el haber colocado doble vaina en desviadores y anclajes. Su principal inconveniente es que los tendones resultan pesados y de gran diámetro (foto 7).

También se han utilizado otros sistemas, como cables galvanizados, pero siempre actuando como pretensado provisional.

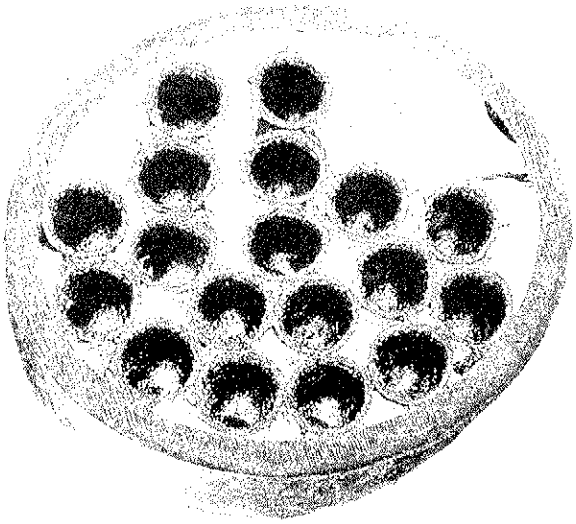


Foto 7. Sección de un tendón formado por monotorones autoprotegidos agrupados en una vaina inyectada con mortero de cemento.

La gran desventaja, general a todos estos sistemas, es su elevado precio, que puede repercutir en un incremento del precio del pretensado equivalente a un 2 a 3% del precio total del tablero [16].

5. NORMATIVA

El último punto que vamos a tratar es el de las normativas que regulan el proyecto de estas estructuras. No nos detendremos en los detalles constructivos, mucho más desarrollados en las normativas americanas, sino que abordaremos los aspectos de cálculo.

El pretensado exterior es un pretensado no-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

adherente y, por tanto, el incremento de tensión en rotura no coincide con el obtenido a partir de la compatibilidad de deformaciones a nivel seccional. Este incremento de tensión, sólo se puede obtener teniendo en cuenta la deformada global de la estructura, la posición de los puntos de desviación y el valor del coeficiente de rozamiento en estos dispositivos.

Por ello, el cálculo exacto es complejo, siendo necesario un análisis no lineal, mecánico y geométrico, que estamos abordando en la actualidad [17].

Las normativas americanas dan valores para este incremento de tensión, obtenidos mediante experimentación, mientras que las europeas lo consideran nulo a falta de un análisis exacto.

La normativa del American Concrete Institute (A.C.I.) [18] indica lo siguiente:

Siendo:

f_{ps}: Tensión en el acero activo en rotura.

f_{se}: Tensión en el acero activo a tiempo infinito, para luz/canto < 35

$$f_{ps} = f_{se} + 10.000 + \frac{f'_c}{100\,\rho_p} \qquad \text{(psi)}$$

$$f_{ps} \leq f_{py}$$

$$f_{ps} \leq f_{se} + 60.000 \qquad \text{(psi)}$$

con f_{py} el límite elástico del acero activo, f'_c la resistencia a compresión del hormigón y ρ_p la cuantía mecánica de pretensado, definida como el cociente entre el área de acero activo y el ancho de la cabeza de compresión multiplicado por el canto útil.

Para luz/canto ≥ 35

$$f_{ps} = f_{se} + 10.000 + \frac{f'_c}{300\,\rho_p} \qquad \text{(psi)}$$

$$f_{ps} \leq f_{py}$$

$$f_{ps} \leq f_{se} + 30.000 \qquad \text{(psi)}$$

La normativa de la American Association of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.) [9] indica:

$$f_{ps} = f_{se} + 15.000 \qquad \text{(psi)}$$

La normativa de la Canadian Standards Association (C.S.A.) [19] indica:

$$f_{ps} = f_{se} + 725\left(\frac{d_p - c_y}{l_e}\right) \qquad \text{(psi)}$$

con c_y = profundidad de la fibra neutra

l_e = Longitud del tendón entre anclajes, dividida por el número de rótulas plásticas necesarias para desarrollar un mecanismo de rotura en el vano en estudio.

Estas normativas han demostrado supra e infravalorar el incremento real de la tensión, medida en los ensayos realizados en diversos laboratorios mundiales.

6. CONCLUSIONES

El pretensado exterior es una técnica que está conociendo un gran auge a nivel mundial. Gran parte de los puentes de gran longitud construidos en la actualidad la utilizan, de forma parcial o total, y creemos que esta utilización crecerá en el futuro.

Como se ha expuesto, existen dos perspectivas distintas debidas a los diferentes objetivos buscados, y ello en cuanto a diseño, tecnología y normativa. Creemos que ambas perspectivas son útiles y pueden llegar a converger en un sistema que abarate los puentes, a la vez que permita una fácil inspección y reparación de los mismos.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores de este artículo quieren agradecer la ayuda para estancia en el extranjero, concedida por la Universidad Politécnica de Catalunya, que ha permitido al primero de ellos una estancia de tres meses en la University of Texas at Austin, en su Ferguson Structural Engineering Laboratory. Asímismo, queremos agradecer la atención prestada durante esta estancia por el Profesor John E. Breen, cuyas opiniones y sugerencias nos ha permitido profundizar en el punto de vista norteamericano.

También queremos agradecer a la Subdirección General de Tecnología de la Dirección General de Carreteras del M.O.P.T. la cofinanciación, mediante convenio C-1638, de la Tesis Doctoral referenciada en [17], cofinanciada también por la Direcció General d'Universitats de la Generalitat de Catalunya.

REFERENCIAS

1. External Post-Tensioning. VSL Report Series 1. VSL International, Berna, 1990.

2. Schonberg M. und Fichtner F.: Die Adolf Hitler Brücke in Aue (Saxen). Die Bautechnik 1939, Vol. 8, pp. 97-104.

3. Torroja E., Páez, A.: Puente sobre el río Duero en Almarail, Soria. Hormigón Preten-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

sado. Realizaciones Españolas, tomo I, ATEP, Madrid, 1970.

4. Muller J.: Construction of the Long Key Bridge. Journal of the Prestressed Concrete Institute. November-December 1980, pp. 97-111.

5. Bulletin annuel de l'AFPC 1983-1984: Ponts d'Aiguilly, p. 153.

6. Monographies d'ouvrages. Travaux: Pont de Bléré. Janvier 1986, p. 85.

7. Mabounga D. Salaka L., Zumaglini M., Servant C., Sidibe Y. et Tran Vo Nhiem: Pont sur le Kouilou. Travaux. Janvier 1986, pp. 54-62.

8. Figg E.C.: Segmental Bridge Design in the Florida Keys. Concrete International, August 1980, pp. 17-22.

9. Standard Specifications for Highway Bridges. A.A.S.H.T.O. Washington D.C., 1989.

10. Ramírez G.: Behavior of unbonded post-tensioning segmental beams with multiple shear keys. M. Sc. Thesis. The University of Texas at Austin. January 1989.

11. Mac Gregor R.J.G., Kreger M.E. and Breen J.E.: Strength and Ductility of a Three-Span Externally Post-Tensioned Segmental Box Girder Bridge Model. Research Report 365-3F. Center of Transportation Research. The University of Texas at Austin. January 1989.

12. Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges. A.A.S.H.T.O. Washington D.C. 1989.

13. Thao P.X.: External Prestressing in Bridges - The examples of the Sylans and Glacières Viaducts (France). ACI, Detroit 1990. SP-120, pp. 145-159.

14. Placidi M.: Le pont d'Arbois sur la Cuisance (Jura). Annales de l'ITBTP. Novembre 1987, pp. 127-139.

15. Causse G.: Le viaduct de Vallon de Maupré a Charrolles. Annales de l'ITBTP. Novembre 1987, pp. 153-163.

16. Virlogeux M.: La conception et la construction de ponts à précontrainte extérieur en béton. Annales de l'ITBTP. Novembre 1991.

17. Ramos G.: Estudio del comportamiento en servicio, prerrotura y rotura de puentes de hormigón con pretensado exterior. Tesis Doctoral en desarrollo, Departamento de Ingeniería de la Construcción, ETSICCP, Barcelona.

18. A.C.I. 318-83. American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1987.

19. Canadian Standards Association Commitee A23.3: Design of Concrete Structures for Buildings CAN3-A23.3-M84. Canadian Standards Association, Ottawa, Ontario, 1984.

RESUMEN

En el último decenio, se ha producido un resurgir, a nivel mundial, de la utilización del pretensado exterior como técnica de construcción de puentes de hormigón. Esta reaparición ha sido simultánea en Europa y en Norteamérica, aunque tanto sus causas como su posterior desarrollo han sido diferentes. En este artículo se realiza una descripción de ambas perspectivas, enumerándose sus objetivos, criterios de diseño, tecnología y evolución con el tiempo.

SUMMARY

In the last decade external prestressing has became, worldwide, an extended technique for the construction of concrete bridges. The return of external prestressing has been simultaneous in Europe and in North America, but the reasons and the later development have been differents. This article describes this technique from both points of view, detailing the objectives, design criteria, technology and evolution.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

El proyecto ejecutivo y la construcción de la torre de Collserola

Julio Martínez Calzón
Dr. Ingeniero de Caminos
(MC-2 Estudio Ingeniería)
Prof. Titular Estructuras Metálicas en la E.T.S. de Ing. de Caminos. Madrid
Manuel Julia Vilardell
Dr. Ingeniero de Caminos
(Cubiertas y MZOV)
Prof. Titular Cálculo de Estructuras en la E.T.S. de Ing. de Caminos. Madrid

1. ANTECEDENTES

En Noviembre de 1987, la Sociedad "Torre Collserola, S.A.", fundada poco antes por iniciativa conjunta de Telefónica, Retevisión, el Ayuntamiento y la Corporación Metropolitana, convocó un concurso internacional de ideas, que fue ganado por el arquitecto británico Sir Norman Foster.

El edificio debía situarse en una de las cumbres próximas al Tibidabo, en la Sierra de Collserola que da el nombre a la Torre, y marcaría de manera notable, y para siempre, el paisaje que domina la ciudad. Era, por tanto, una actuación arriesgada en cuanto a imagen y símbolo del quehacer de la arquitectura y la ingeniería del final del siglo XX.

El diseño inicial del edificio fue desarrollado, durante los meses que siguieron, por el propio Foster, con la colaboración de la Ingeniería Ove Arup & Partners para el análisis de los sistemas estructurales que se incluyen en la Torre.

El proyecto base así definido representa en todos los sentidos una innovación en el campo de las construcciones de altura, y proporciona una visión, perfectamente ajustada al momento presente, de las posibilidades tipológicas y del empleo de materiales y conceptos novedosos, en la construcción actual. Consideramos que este resultado resuelve con total dignidad esas circunstancias anteriormente aludidas y, con la perspectiva del tiempo ya transcurrido desde su terminación, puede decirse que ha pasado a integrarse plenamente, y con una aceptación casi unánime y con propia entidad, entre los hitos monumentales de Barcelona.

El 7 de Julio de 1989, se convocó el Concurso para la construcción de la Torre, una de cuyas exigencias era la redacción del Proyecto de Construcción, reto tecnológico a las empresas constructoras, equiparable, por su singularidad, a la del concepto estructural concebido por Norman Foster, encuadrado en la línea de soluciones denominada "High Tech", es decir de alta tecnología estructural, aplicada con un sentido formalizador a los edificios, para alcanzar y expresar su auténtica esencia.

Cubiertas y MZOV resultó ganadora del concurso, gracias a su Proyecto Ejecutivo que, sin variar el contenido de la solución base, la armoniza con las exigencias ineludibles a su construcción, incorporando a ellas nuevos conceptos y elementos estructurales para establecer una relación coherente entre el resultado final y los medios precisos para llegar a él, de tal modo que la creatividad de la solución arquitectónica tenga el contrapunto de un espectacular proceso constructivo.

Este Proyecto Ejecutivo incorpora, además de los cambios introducidos para la construcción, los análisis y comprobaciones necesarios para garantizar su seguridad, tanto en las etapas intermedias por las que debe atravesar la estructura por su carácter altamente evolutivo, como en la situación de servicio definitivo.

La realización del proyecto fue básicamente llevada a cabo por los autores del proyecto; en la parte de hormigón y tirantes, por Manuel Julia, y en la correspondiente a la estructura metálica, su elevación y telescopado, por Julio Martínez Calzón.

2. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

Con una altura total de 288 m, la Torre emplea, por vez primera en la realización de este tipo de edificios, una tipología estructural en la que el sistema portante está arriostrado al terreno mediante cables, en la forma bien conocida empleada para las antenas de emisión (Figura nº 1).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

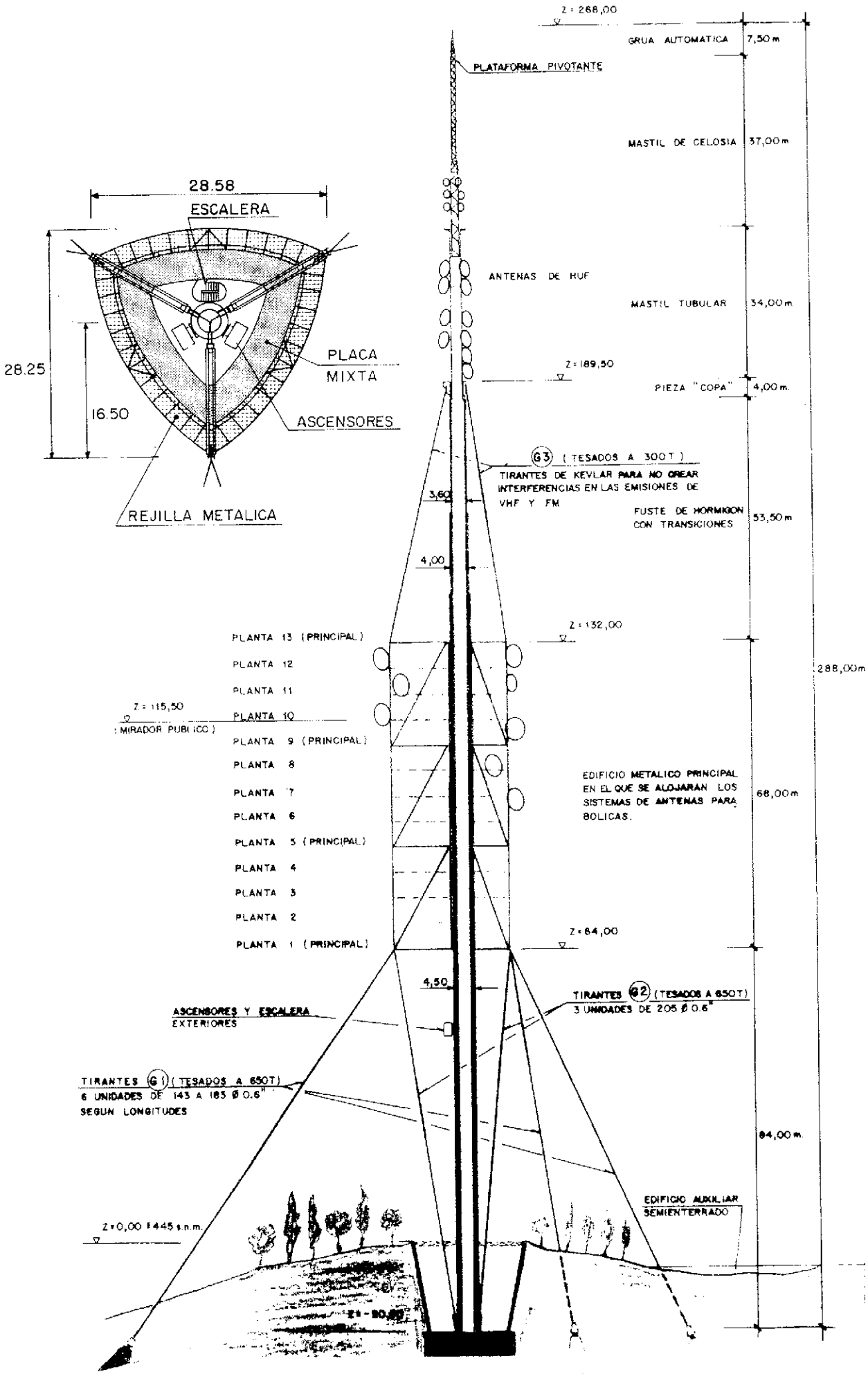


Fig. 1: Descripción general. Alzado y planta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

La estructura resistente del edificio está formada por cinco subsistemas estructurales, bien diferenciados:

1.—Un nucleo interior al conjunto, constituido por un fuste de hormigón, de 205,5 m de altura, de sección anular, con un diámetro del hueco interior constante, igual a 3,00 m, y con paredes de espesor, de 0,75 m hasta los 162,5 m de altura, donde se reduce a 0,50 m en un tramo de 18 m, para finalmente alcanzar la coronación con un espesor de 0,30 m.

2.—Una gran estructura metálica mixta, de planta anular en forma de triángulo equilátero de lados curvilíneos, situada a gran altura alrededor del fuste de hormigón, en donde se sitúan las unidades funcionales de la Torre.

3.—Un conjunto de tres familias de tirantes metálicos pretensados, de gran potencia, que fijan al terreno el conjunto de los dos sistemas antedichos. Cada familia de tirantes se compone a su vez de un conjunto de tres elementos, dos en dirección hacia el exterior del edificio y uno hacia el interior. La fijación de los tirantes al terreno se realiza por anclaje a un macizo de hormigón semi enterrado, en el caso de los exteriores, en tanto que los interiores son recibidos por la base de la propia torre.

4.—Tres tirantes de fibra orgánica, Aramid, que enlazando la última planta del edificio metálico con la coronación del fuste de hormigón, le confieren la rigidez necesaria para limitar sus movimientos, y posibilitar de ese modo su función como base fija para el soporte del último subsistema.

5.—Un mástil metálico, de 82,5 m de altura, que corona la torre por encima del fuste de hormigón. Formado en su parte inferior por una sección tubular de 2,70 m de diámetro, en una longitud de 21 m experimenta una reducción hasta 2,20, que se prolonga hasta los 38 m de longitud. A partir de este punto, continúa en celosía de sección cuadrada, de 1,50 m de lado, que finalmente se transforma en otra similar, de 0,90 m. Esta última celosía se remata por una pequeña grúa automática, de 7,5 m de brazo, giratoria en horizontal y en vertical, para que, normalmente, pueda estar en posición de prolongación de la verticalidad del sistema.

La base del fuste arranca de una cota situada 20 m por debajo del nivel del terreno natural, dentro de un recinto limitado por un tronco de cono invertido, de secciones homotéticas con el modelo formal de las plantas del edificio metálico. Este recinto permite restituir la continuidad del paisaje, mediante el relleno de la excavación adicional, y se materializa a través de muros de contención, de 0,3 m de espesor, con contrafuertes dorsales ocultos por el relleno.

Todos estos sistemas se interconectan en una solución estructural híbrida, en la que se emplean, adecuadamente combinados, diferentes materiales: hormigones, estructuras metálicas, tirantes de acero y de fibras orgánicas.

El concepto básico estructural de la Torre de Collserola consiste en situar a gran altura, alrededor de un esbeltísimo fuste cilíndrico de hormigón, y totalmente vinculado al mismo, una potente estructura metálica que, a la vez que alberga las unidades funcionales, actúa a modo de corsé rigidizante y arriostrante del elemento central de hormigón.

Este conjunto queda fijado en el espacio por la acción, sobre tres puntos del plano inferior del edificio, que coinciden con los vértices del triángulo de la planta, separados 120º, de tres grupos de tirantes pretensados, de gran potencia, cuyas dimensiones fueron establecidas, no en base a necesidades resistentes, sino con criterios de deformabilidad muy estrictos, exigidos por la operatividad de las telecomunicaciones (Figura nº 2).

A partir de este sistema así inmovilizado, se fija el borde superior del fuste de hormigón a la estructura metálica, mediante tres cables superiores, también sitaudos en planta a 120º de separación angular. Con ello se obtiene en la cumbre del fuste, a 205 m de altura, un punto de mínima movilidad, a partir del cual surge un mástil metálico que sustenta, principalmente, el aparataje de la parte de audio de las comunicaciones, que requieren menores condiciones de deformabilidad.

3. SOLUCION CONSTRUCTIVA ADOPTADA

La construcción de un edificio singular de características estructurales inusuales y destacadas, se basa fundamentalmente en la adopción de un proceso constructivo que esté perfectamente ajustado y adaptado al caso; lo que implica una profunda interacción y compenetración entre el proyecto inicial y el ejecutivo final. Esto es un hecho que se repite constantemente en toda obra excepcional y que, en el caso de la Torre, estaba además explícito en las condiciones del concurso de construcción, ya que se exigía la comprobación de una serie de elementos y operaciones proyectados tan sólo hasta el nivel necesario para poder realizar una valoración de las obras.

De esta forma, Cubiertas y MZOV, al hacerse cargo de la realización de la obra, además de desarrollar el proceso constructivo, y en parte como consecuencia de ello, analizó el comportamiento del fuste de hormigón, para garantizar su resistencia y estabilidad durante todas las configuraciones por las que debía atravesar durante las etapas de su ejecución, e incluso en su situación de servicio definitivo; modificó la tipología inicial de los tirantes y de sus anclajes; la concepción estructural de los forjados del

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

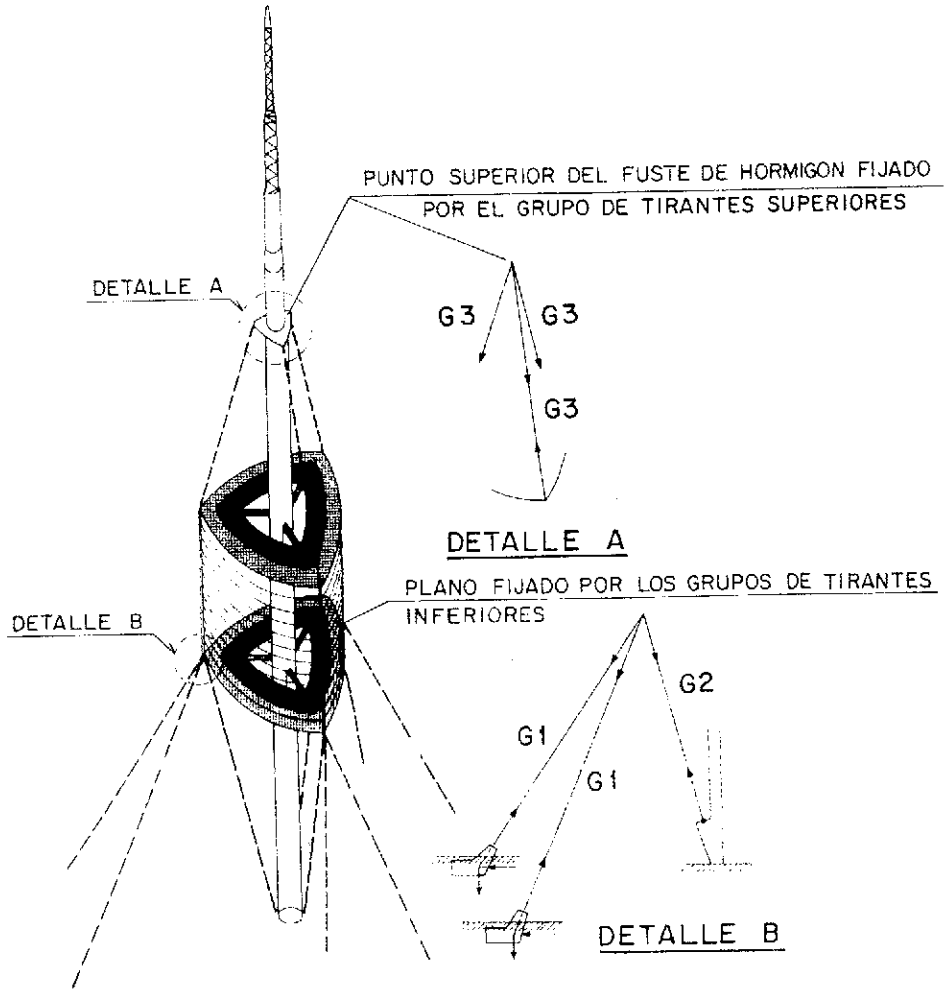


Fig. 2: Esquema del sistema resistente.

edificio metálico y, por último y no menos importante, el esquema de conexión entre el fuste de hormigón y la estructura metálica.

Como consecuencia de esta serie de actuaciones, se incorporaron a la obra, de un modo natural y sin artificios, tres elementos estructurales adicionales: el Hormigón Pretensado, los Forjados Mixtos y los anclajes al terreno pretensados, de tal modo que con éstos, junto con los definidos por el proyecto inicial, la Torre pasa a ser ejemplo de funcionalidad estructural, con una utilización armónica de distintos materiales, cada uno de los cuales está colocado en el lugar, y desempeña la función, más acorde con sus posibilidades esenciales.

El planteamiento del sistema constructivo

La idea sobre la que se estableció todo el desarrollo del proceo constructivo fue el aprovechar el punto fijo que se debía conseguir en la coronación del fuste, para la operatividad del sistema de telecomunicaciones.

En el proyecto inicial, este punto obtenía su inmovilidad al final de la secuencia de construcción del conjunto. En el proyecto ejecutivo, se cambia completamente de perspectiva, y se preve su realización como **etapa previa** a la del edificio.

Supuesta la existencia de tal punto, se podía prever la construcción de la parte metálica a nivel del suelo, en un plazo de tiempo breve y garantizado, con un coste ajustado, y con la máxima seguridad, liberando el riesgo de ejecutar operaciones vitales para la seguridad del sistema, bajo la influencia de las condiciones meteorológicas, a gran altura, para después proceder a la elevación de sus 3.000 toneladas de peso total hasta su altura definitiva, 84 m por encima de su posición de montaje inicial.

Se completaría el proceso con la elevación del mástil metálico, mediante una técnica similar. Para ello, y esto representa otra interesante aportación del proyecto ejecutivo, el mástil debía estar situado en la vertical de su posición definitiva, es decir dentro del fuste de hormigón.

Para lograr estos objetivos fue necesario desarrollar una solución de construcción del fuste, mediante la conocida técnica de encofrado deslizante, y proyectar un sistema de arriostra-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

mientos provisionales que garantizaran la verticalidad, resistencia y estabilidad del mismo durante todo el proceso. El edificio metálico se transformó en un sistema autoestable, capaz de comportarse como una estructura y ser trasladado con independencia de sus sitemas de vinculación al fuste, dotándose para ello de los elementos de guía y estabilización necesarios. El mástil, finalmente, se proyectó para que fuera posible su colocación en el interior del fuste cuando la altura del mismo todavía lo permitiera, lo que supuso la introducción de la posibilidad de su telescopado, y elevación al final de todo el proceso.

4. DESCRIPCION DE LOS ELEMENTOS DEL PROYECTO EJECUTIVO

4.1. Los tirantes metálicos

Como puede verse en el esquema de la configuración final de la torre, la estabilidad de la misma está confiada a tres sistemas de tirantes metálicos, cada uno de los cuales se compone, a su vez, de otros tres que enlazan los vértices inferiores del edificio, en correspondencia con las

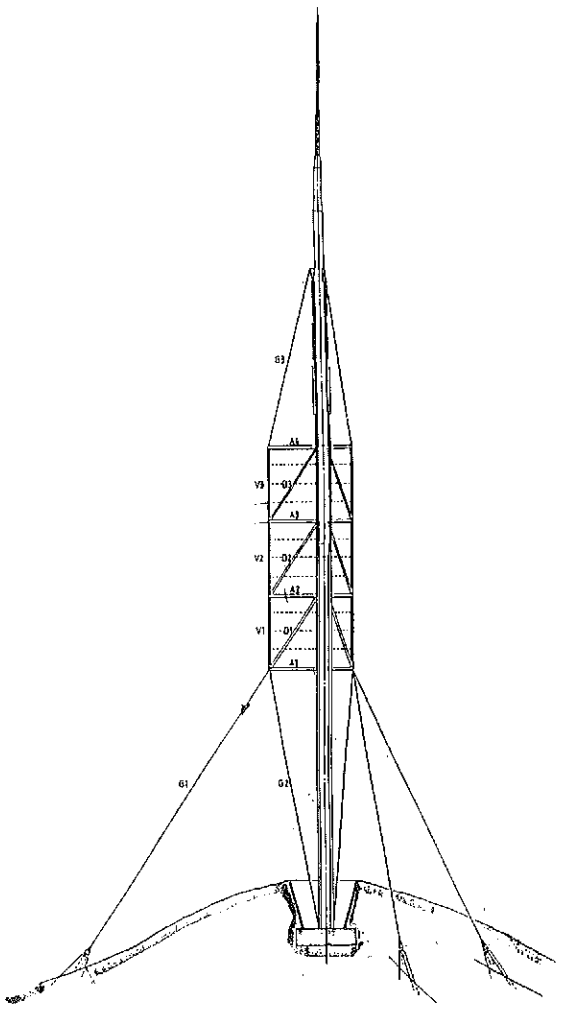


Fig. 3: Modelo de la estructura y tirantes.

diagonales de las celosías, con el terreno. Estos tirantes, estaban definidos en el proyecto base por sus características de rigidez axial y tensión de rotura, permiténdose absoluta libertad en lo que se refiere a su composición específica. (Figura nº 3).

Los esfuerzos que deben transmitir durante el servicio de la estructura, del orden de las 1.800 t y, sobre todo, la rigidez que deben conferir a la torre para limitar los desplazamientos de ésta a los valores permitidos para la operatividad de la misma, determinan unas secciones transversales muy importantes de los tirantes.

En la elección de la tipología de estos tirantes hay que tener bien presente dos condiciones: deben estar articulados en sus dos bordes, en el enlace con la estructura y con el terreno, y deben ser transportados a la obra enrollados en bobinas. En el caso de proyectar un cable cerrado, el cumplimiento de la primera condición, que evita la introducción de flectores parásitos tanto en el tirante como en la estructura metálica, supondría realizar la conexión a través de una rótula de bulón conectada al tirante mediante una mazarota, al estilo habitual de los cables normales. La segunda implicaría unos radios de curvatura tan grandes que harían inviable el transporte.

Por otra parte, la puesta en tensión de tal sistema exigiría el uso de gatos de gran potencia, capaces de proporcionar todo el esfuerzo de pretensado que debe existir bajo las cargas permanentes, de modo simultáneo y con pequeñas diferencias, en cada uno de los tres cables homólogos de cada familia.

Todas estas razones llevaron a elegir el concepto de tirante que es ya práctica establecida en los grandes puentes atirantados, es decir que se forma por un mazo de torones paralelos, de 13 ó 15 mm de diámetro, solidarizados por presillas a intervalos regulares. Estos tirantes se anclan mediante cuñas resistentes a la fatiga, en un bloque análogo al de los cables postesados. (Figura nº 4).

Con esta elección se resuelven todos los problemas anteriormente enumerados.

En primer lugar, se reduce la rigidez a flexión del conjunto de torones paralelos, a valores tan pequeños que deja de ser necesaria la articulación de sus extremos para eliminar efectos parásitos. Aunque el anclaje no gire, apenas aparecen esfuerzos por incurvación, con lo que se puede evitar la pieza de articulación, elemento siempre delicado que concentra el riesgo potencial en un solo punto. El transporte a obra no presenta dificultad alguna. Finalmente, la puesta en tensión del conjunto se realiza torón a torón, mediante un pequeño gato monocordón, con el conocido procedimiento de "Isotensión", que dotado de un par de células dinamométricas, permite un control total del esfuerzo intro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

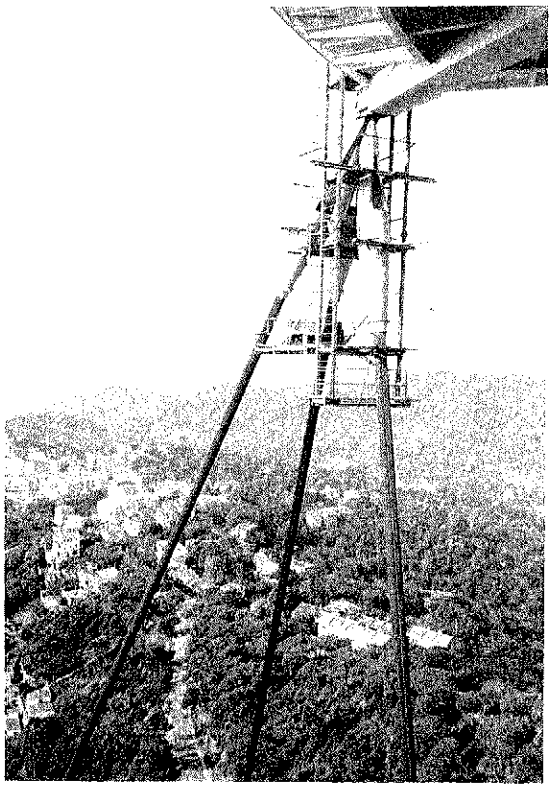


Fig. 4: Detalle de los tirantes.

ducido a medida que se va montando el tirante.

Se utilizó el sistema Freyssinet, con cordones autoprotegidos. Cada torón posee una triple protección, al estar galvanizado, y colocado dentro de una vaina individual de material plástico, con los intersticios rellenos de cera petrolera.

Pero además, la tipología elegida ofrece dos ventajas adicionales: permite una fácil sustitución de un eventual elemento dañado, y posee un mejor comportamiento aeroelástico. Esto último es debido a que el perímetro del elemento completo no es una circunferencia sino un hexágono cuyos lados son "rugosos", al estar formados por la yuxtaposición de los círculos de los torones exteriores. Esta configuración tiende a aumentar la turbulencia de la estela del flujo del aire detrás del elemento, reduciendo el riesgo de desprendimiento periódico de vórtices sincronizados longitudinalmente a lo largo del tirante, que pueden originar el conocido fenómeno de enganche ("Lock-in"), con las consiguientes oscilaciones de elevada amplitud.

La composición de los tirantes corresponde a los mayores fabricados en el mundo hasta la fecha. El bloque de anclaje resistente a fatiga, para los tirantes interiores, de 205 torones de 15 mm, ha supuesto un reto a la fabricación de este tipo de piezas, que deben cumplir unas condiciones de alineamiento y tolerancias angulares muy estrictas para evitar los problemas de fatiga en los puntos de acuñamiento de los cordones.

Para los tirantes provisionales que, como se describirá más adelante, fueron usados durante la erección del fuste, se adoptó el mismo sistema, con la única diferencia de que los torones individuales carecían de protección, dado que su tiempo de permanencia en activo, a pesar de la agresividad del ambiente, era muy corto.

4.2. Los anclajes de los tirantes definitivos

Los tirantes exteriores definitivos se anclan en bloques de hormigón, uno por tirante, que equilibran el esfuerzo, a través de su peso, del rozamiento y del empuje contra el terreno. El volumen de esos macizos es de 800 m^3. Los interiores, por el contario, lo hacen en unas cuñas adosadas a la base de la torre. En ambos casos hay que resolver cómo se efectúa la transmisión, en el interior del hormigón, del esfuerzo del tirante. (Figura nº 5).

Una posible solución, contemplada en el proyecto base, consiste en dejar perfiles metálicos embebidos en el interior, a los que se conecta, por intermedio de una pieza de prolongación, el extremo del tirante. Este procedimiento, utilizado frecuentemente, tiene, en el caso de los tirantes interiores, el inconveniente de interferir con las armaduras dispuestas en el fuste. Por otra parte, se requiere la colaboración de la tensión de adherencia con el hormigón, desarrollándose un sistema de tracciones en el interior del mismo. Por todo ello se consideró preferible adoptar el concepto de pretensado, de tal modo que el tirante enlaza con una pieza metálica, cuya base se pretensa contra el hormigón, sea del macizo o de la cuña. (Figura nº 5a).

El pretensado de estas placas se realiza previamente, con una fuerza de tesado total de 2.250 toneladas, obtenidas mediante 3 cables de 19 torones y 6 de 12 torones, de 15 mm, que se prolongan en el interior del hormigón (Figura nº 6), terminando en anclajes pasivos. Esta fuerza, descontadas las pérdidas, supera el valor de la máxima tracción que puede transmitir el tirante; por lo que la placa permanece siempre en contacto con el hormigón, con una compresión mínima de 20 kp/cm^2. El hormigón está siempre comprimido, lo que va en beneficio de su durabilidad; se eliminan los problemas de adherencia y, en las cuñas interiores, los de interferencia entre armaduras y anclajes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

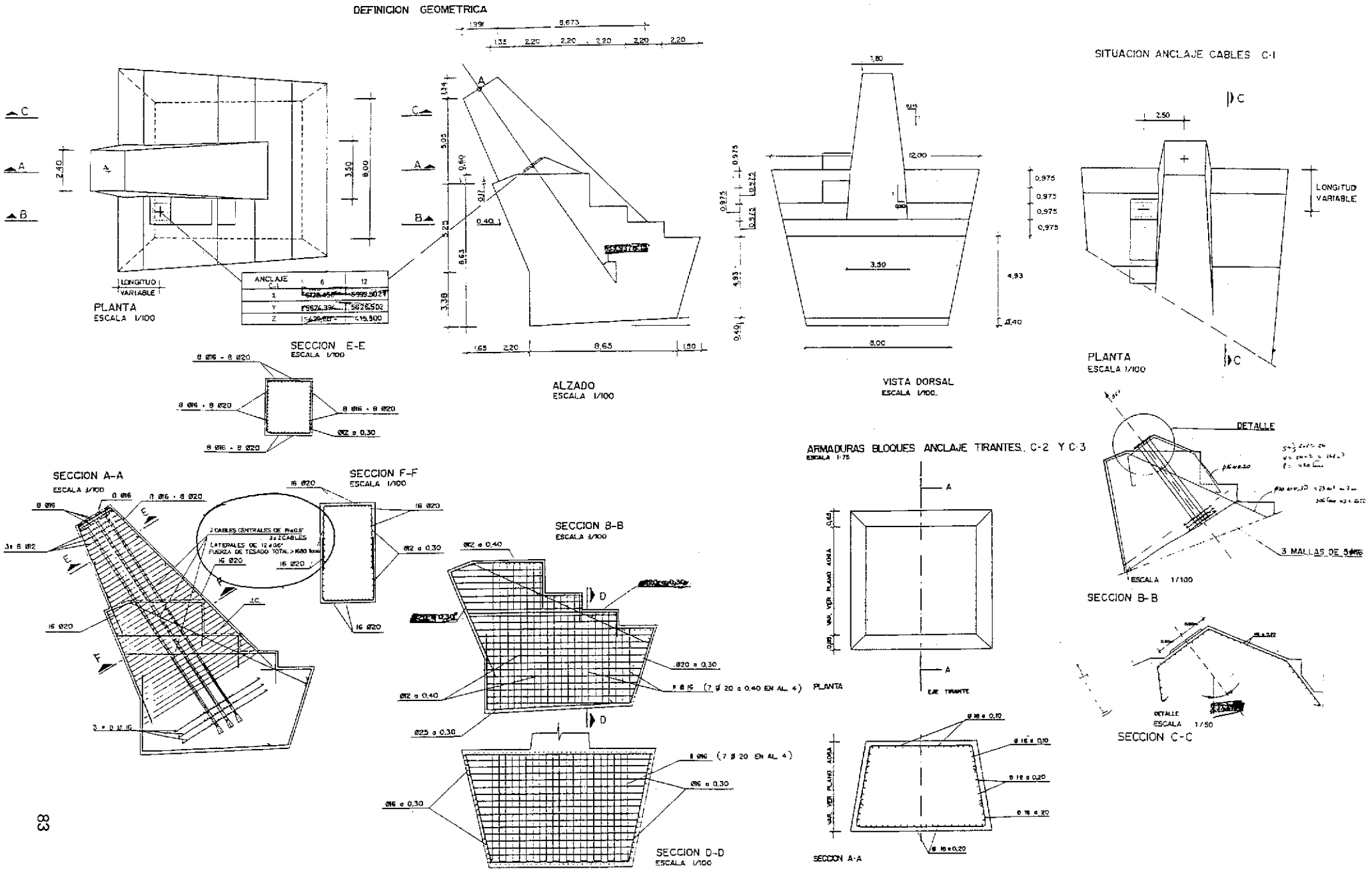


Fig. 5: Bloque de anclaje para los tirantes G-1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

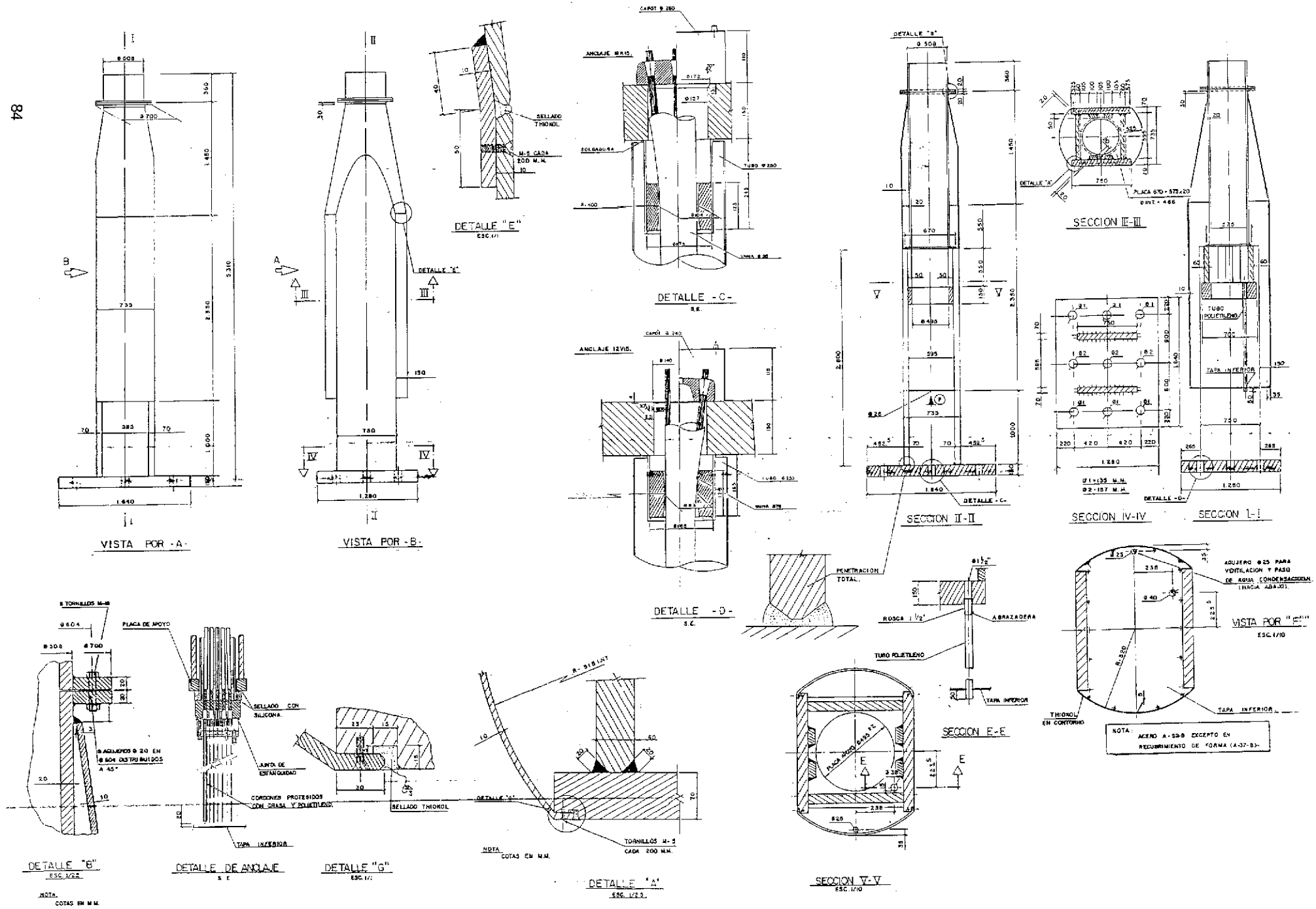


Fig. 5a: Detalle piezas de enlace.

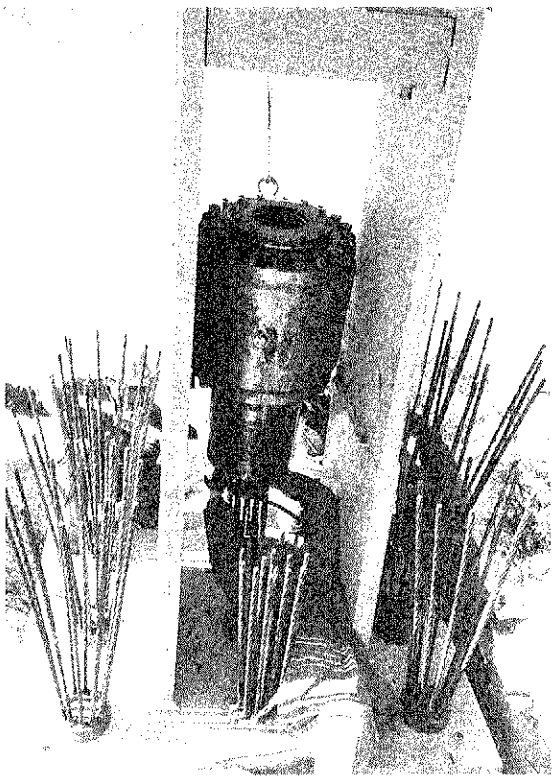


Fig. 6: Pretensado de enlace al bloque de anclaje.

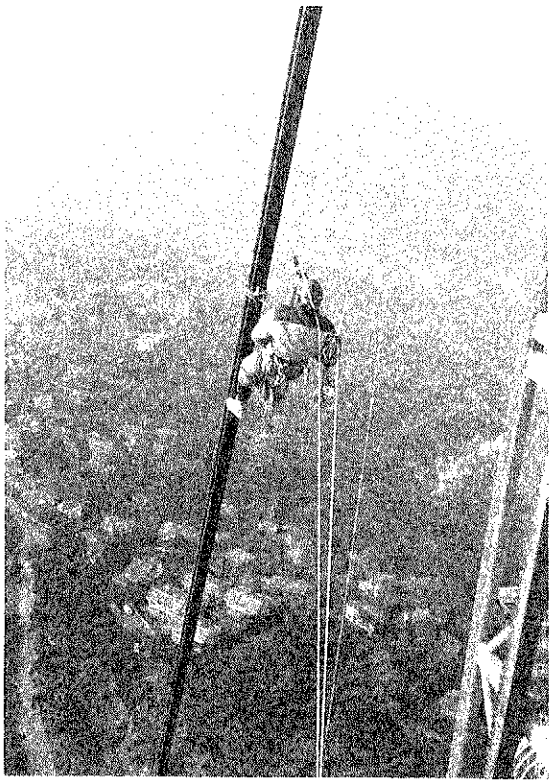


Fig. 7: Tirantes de fibra orgánica.

4.3. Los tirantes de fibra orgánica

Los tirantes superiores, cuya misión es inmovilizar la base del mástil, están situados en la zona de emisión, por lo que en caso de ser metálicos serían susceptibles de calentamiento, por absorción de la energía radiante y, además, producirían problemas de distorsión de las imágenes emitidas. Por esa razón, en el proyecto base figuraban de fibra orgánica.

Durante el proyecto ejecutivo se eligió la fibra llamada Aramid (Poliparafenileno terefalamida), producida por Twaron. Cada uno de los tirantes se compone también de cables en paralelo, en este caso de siete cordones de 50 mm de diámetro, colocados dentro de una vaina de polietileno. La tensión de rotura es de 11.500 kp/cm^2, y el esfuerzo máximo que pueden recibir es de 500 toneladas. Están empresillados en tres puntos asimétricamente situados en su longitud, para reducir las oscilaciones de los cordones individuales. (Figura nº 7).

4.4. Los elementos de hormigón

Proceso constructivo del fuste

Dentro del esquema estructural definitivo, el fuste de hormigón se encuentra bien arriostrado por la estructura metálica del edificio, a través de los cuatro niveles de enlace que se establecieron en el proyecto ejecutivo, en sustitución de los trece que se contemplaban en el proyecto base. Por ello, el problema de su estabilidad queda, a pesar de la sorprendente esbeltez, resuelto sin dificultades excesivas.

Muy distinta es la situación cuando se estudia el comportamiento de dicho elemento durante su construcción, falto de los enlaces citados. Aparecen entonces serios problemas de inestabilidad, asociados a grandes movimientos que, incluso, pueden ocasionar la ruina de la obra. En estas etapas previas, el problema se agrava porque el hormigón puede perder gran parte de su rigidez, por fisuración bajo las cargas del viento, cuando al no recibir más carga vertical que su peso propio, las compresiones quedan superadas por las tracciones de los efectos de flexión.

La construcción del fuste estuvo condicionada por la necesidad de garantizar su estabilidad en las fases de elemento exento, tomando en consideración, de modo ineludible, el fuerte comportamiento no lineal que se hace presente en las piezas muy esbeltas de hormigón.

Así pues, en el proyecto ejecutivo todos los análisis del fuste se realizaron considerando la doble no linealidad (del material y de los desplazamientos), para poder determinar los límites de seguridad de cada etapa. Fue preciso poner a punto un método de cálculo específico

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

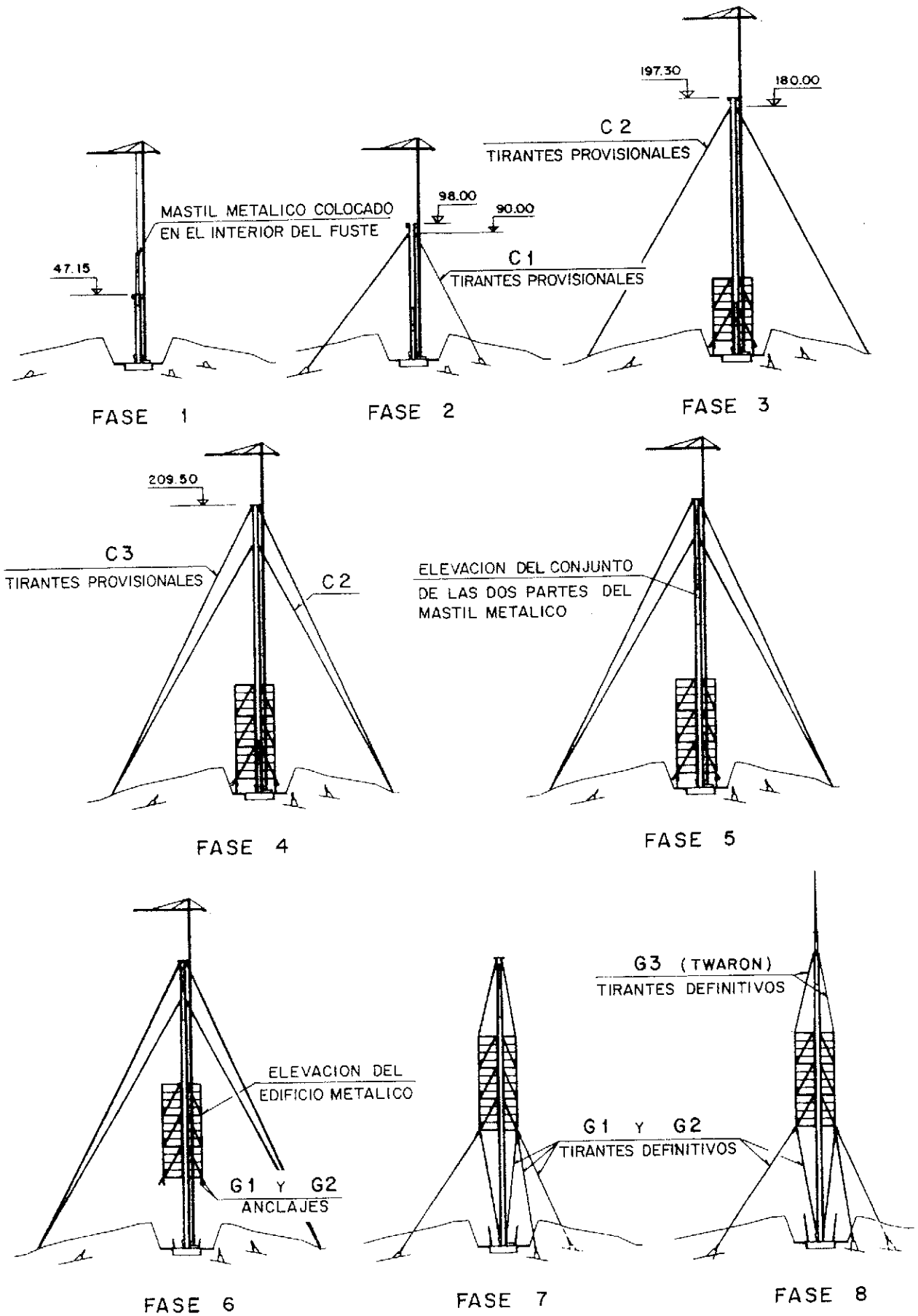


Fig. 8: Fases principales del proceso constructivo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

para elementos hiperestáticos de hormigón doblemente no lineales, que proporcionó las respuestas deseadas.

Los primeros metros del fuste concentran toda clase de singularidades: la unión con la zapata, las cuñas de anclaje de los tirantes interiores, y las aberturas de acceso a su interior. No es una zona adecuada para iniciar el deslizamiento, sino que exige un encofrado especial y la colocación pausada de la gran cantidad de armadura necesaria.

A partir de ahí, la construcción se realizó por deslizamiento, con una velocidad media de 20 cm/h. El hormigón utilizado es de 480 kp/cm^2 de resistencia caraterística.

Para garantizar la correcta geometría del elemento, se realizaba un control continuo de horizontalidad de la plataforma de trabajo, por medio de niveles de agua, situados en correspondencia de los yugos de avance. La verticalidad se vigilaba con un doble sistema: plomadas de gravedad en el perímetro exterior, y una plomada óptica situada en el eje teórico de la torre, cuya visual se dirigía periódicamente al punto de referencia fijo en la base.

Partiendo de la situación inicial del elemento empotrado en la base, se determinó hasta qué altura se podía llegar sin introducir ninguna otra coacción y, una vez introducida ésta, hasta donde se podía continuar sin ninguna otra. Así, de modo progresivo, se definió la secuencia constructiva siguiente: (Figura nº 8).

Fase 1: Se construye el fuste en voladizo, hasta los 98 m de altura, límite que no se puede sobrepasar en esta configuración. (Cuando se llegó a los 47 m, se introdujo en el interior el mástil metálico dividido en secciones, una dentro de la otra, a la espera de su posterior izado).

Fase 2: Se colocan tres tirantes pretensados, provisionales, a los 90 m de altura, con una separación angular de 120º en planta, que permiten progresar con el deslizamiento del fuste hasta los 185 m.

Fase 3: Se introducen otros tres tirantes provisionales, a los 180 m de altura, lo que permite alcanzar la coronación a los 205,5 m de altura. Se retiran los primeros, que interferirían con la elevación del edificio.

Fase 4: Con una sola familia de tirantes, se comprueba que el fuste no puede soportar el peso del edificio colgado, actuando en su coronación, por lo que se introduce un tercer sistema de tres tirantes. Estos últimos están anclados a la pieza metálica que realiza la transición entre el hormigón del fuste y la base del mástil metálico.

Esta pieza, llamada "copa" por su forma, se convierte, de un mero elemento de enlace entre dos sistemas heterogéneos, en una de las claves del proceso de elevación. (Figura nº 9).

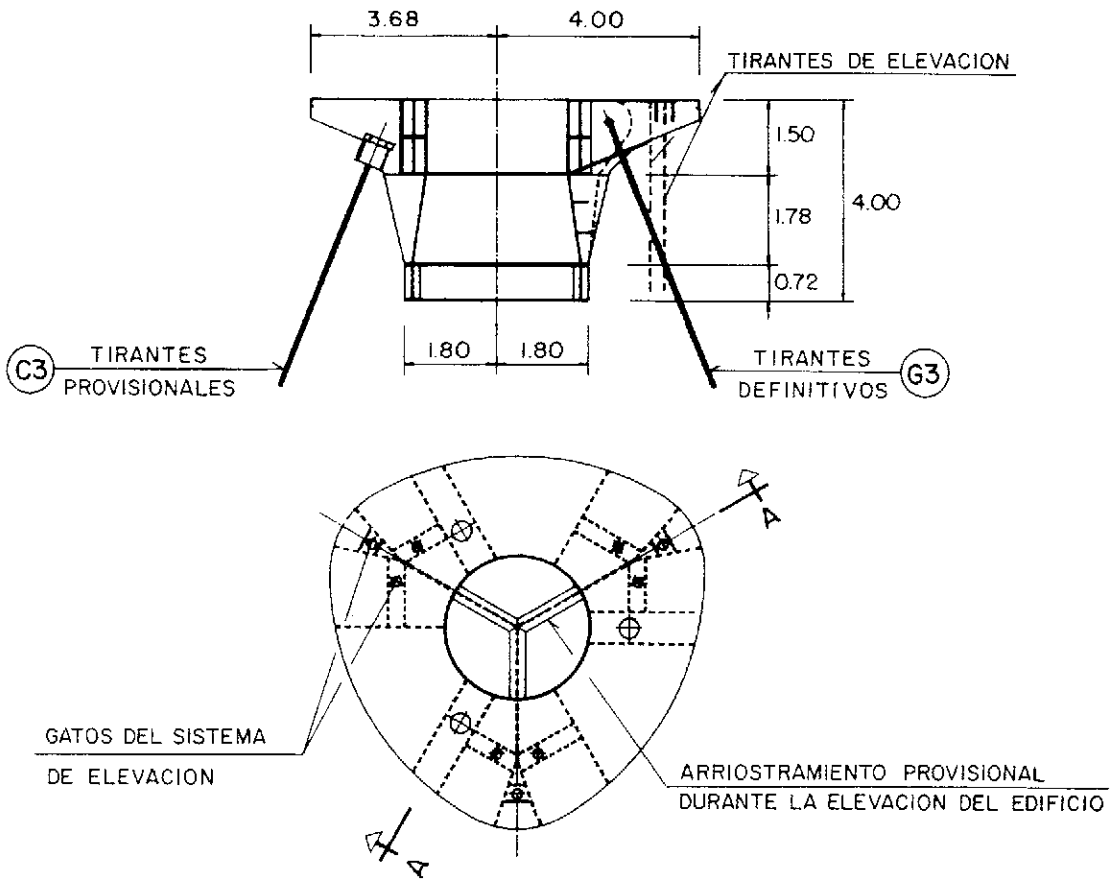


Fig. 9: Pieza especial, en forma de "copa", situada en la coronación del fuste de hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Fase 5: Se elevan, pero sin asomar, el conjunto de las dos partes del mástil de acero.

Fase 6: El edificio metálico es elevado a su posición definitiva.

Fase 7: Los cables definitivos van siendo colocados y, simultáneamente, se retiran los provisionales.

Fase 8: Se realiza la elevación y telescopado del mástil.

En la Figura nº 9a pueden verse cuatro etapas de la realización del proceso descrito.

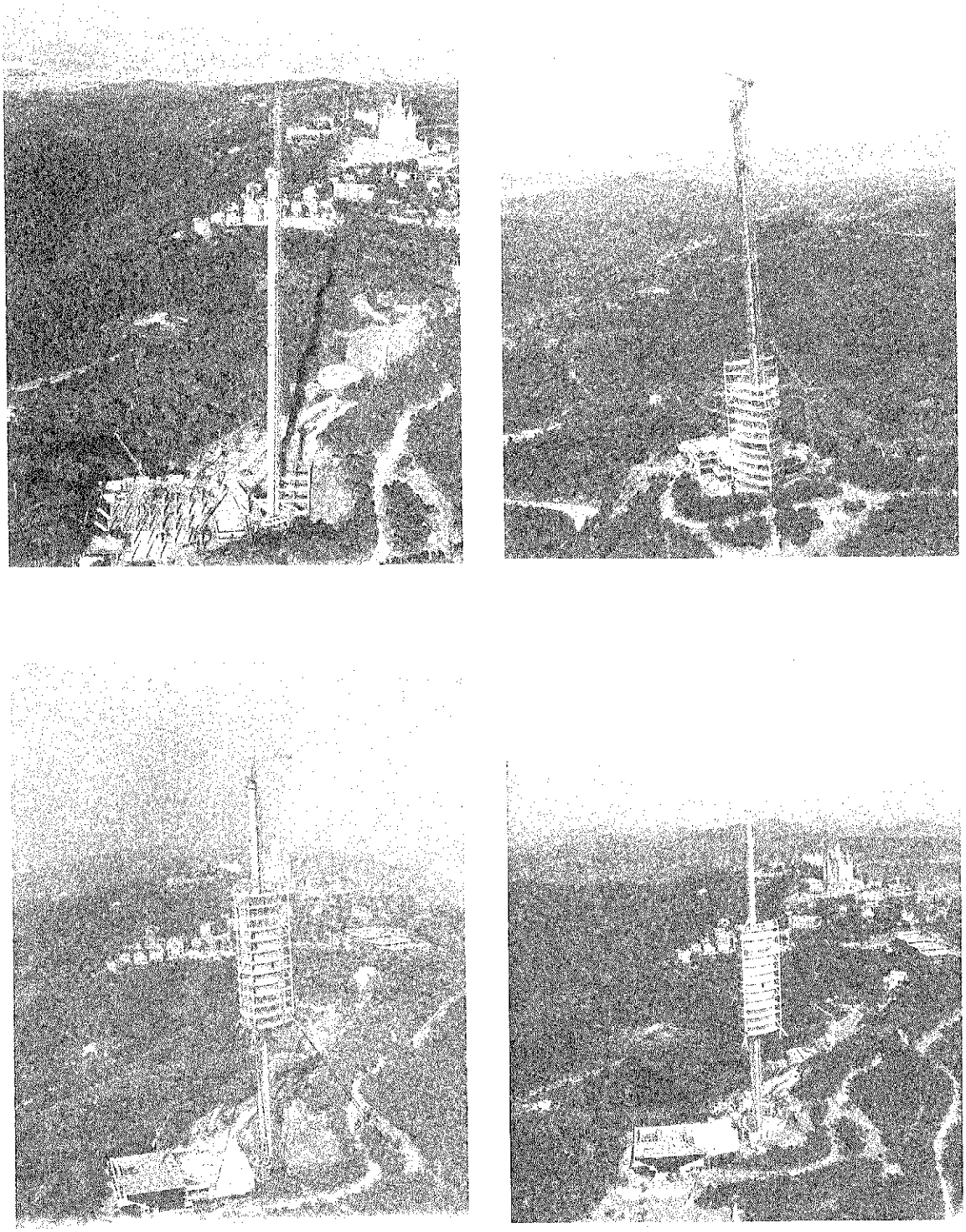


Fig. 9a: Cuatro etapas reales del proceso constructivo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

La zapata y los muros perimetrales

El fuste se empotra en una zapata, de 5,0 m de canto, cuya cara superior está situada a 20,0 m de profundidad desde el terreno natural. La planta de este elemento es un triángulo equilátero, de lados curvilíneos, de forma homotética del de las plantas del edificio metálico. (Figura nº 10).

El terreno sobre el que se apoya es un suelo viejo, con predominio de pizarras del tipo Filita, con un buzamiento entre 40 y 50º que, si bien están fracturadas en superficie, constituyen una buena cimentación si no se degradan por contacto con el agua. A los 25 m de profundidad, donde se establece el contacto con la cimentación, la resistencia es muy elevada. Los informes geotécnicos recomendaron una tensión admisible de 6 kp/cm^2.

El encofrado lateral se resolvió con un muro de bloques de hormigón, en cuyo interior se montaron las jaulas de armadura. El hormigonado fue escalonado, por tongadas verticales, dejando para una última fase la zona próxima al entronque con el fuste, en donde se realizó el cambio del hormigón de 250 kp/cm^2 utilizado en la zapata y los muros, al de 480 kp/cm^2 exigido para la torre. Por encima de su cara superior, se dejaron las esperas para los muros perimetrales y sus contrafuertes, que no se realizaron hasta el final de la obra, para no impedir el acceso a la base de la torre.

El fuste de la torre en la etapa de servicio

Por necesidades del servicio, la continuidad del fuste está interrumpida por numerosos huecos, situándose los de mayores dimensiones en la zona inferior del mismo, con un ancho de 1,50 m, y alturas de 2,0 y 2,20 m. (Figura nº 11).

En el proyecto ejecutivo hubo que plantearse qué efecto podría tener la presencia de dichas aberturas en el comportamiento global de la torre, por la pérdida de simetría que causan en la sección, y cómo sería la distribución y concentración de tensiones en su entorno, a nivel local. Resultaba especialmente preocupante averiguar cómo se resistía por las secciones abiertas, en los niveles de los huecos, el fuerte torsor que se originaba en la hipótesis de proyecto en la que uno de los tirantes de estabilización definitiva sufre una rotura accidental.

Sobre el efecto local de los huecos en elementos como torres o chimeneas, existen publicaciones, con fórmulas empíricas para el caso en que actúen acciones horizontales, cuya aplicación está limitada a un determinado valor máximo del ángulo central que determina la anchura del hueco. Dejando aparte que en nuestro caso no se cumple la limitación citada, no se encuentra nada relacionado con la solicitación de torsión. Como consecuencia de todo ello, se recurrió a un análisis local por elementos finitos, con elementos de lámina con simetría de revolución, que proporcionan los esfuerzos de laja y de flexión.

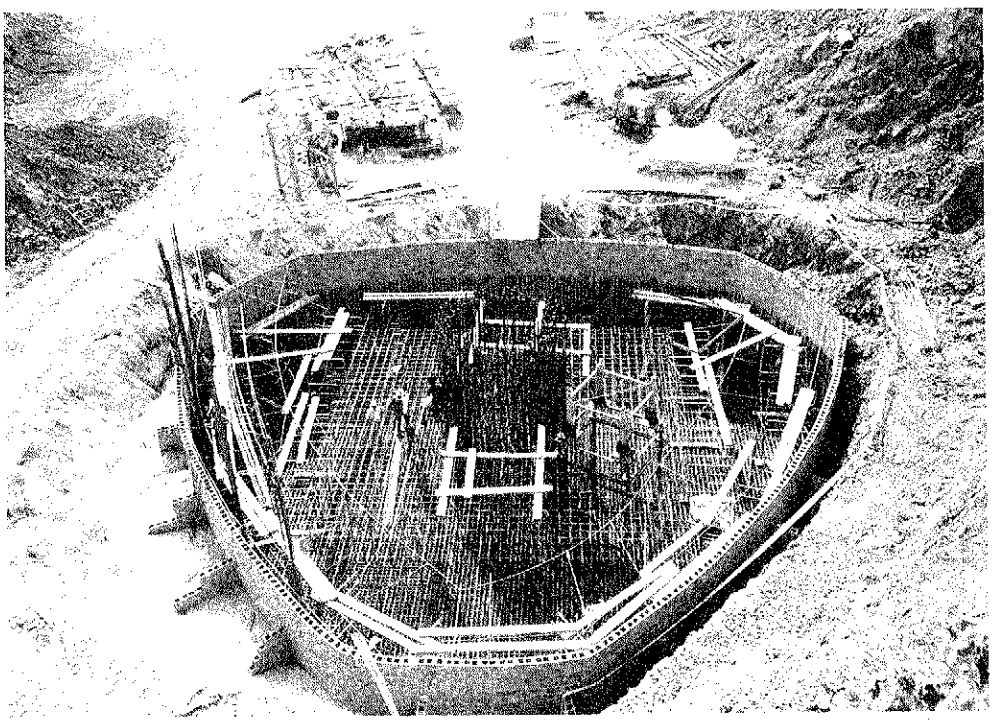


Fig. 10: Zapata.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

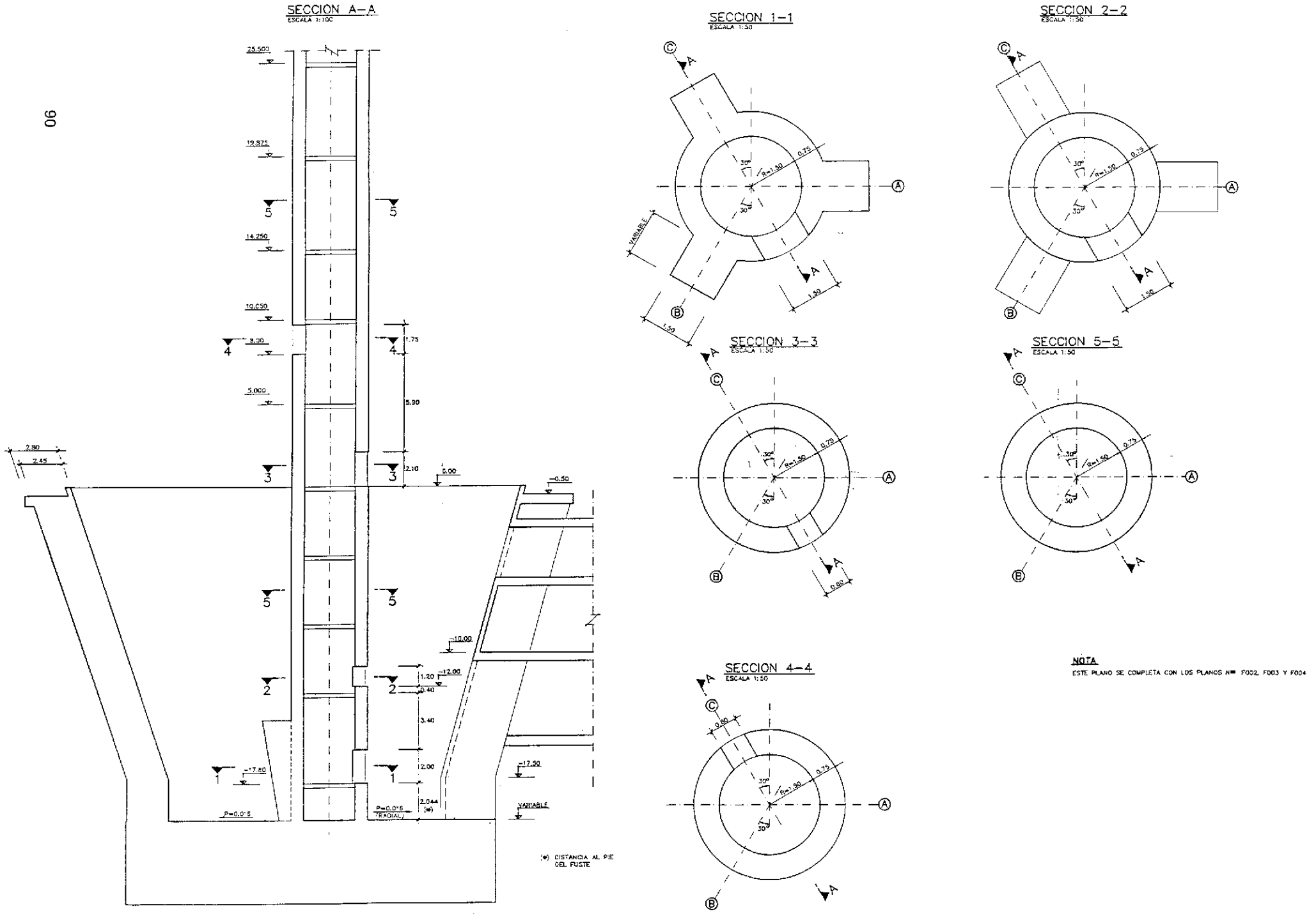


Fig. 11: Huecos en el fuste.

La parte inferior de la torre se modelizó desde la zapata hasta una altura de 20 m, donde la distancia entre huecos consecutivos era suficiente para suponer que en ese nivel la distribución de tensiones tangenciales de torsión sobre la sección cerrada era uniforme. Se aplicaba así el efecto del torsor como un flujo de tensiones sobre un borde abierto, al igual que las acciones verticales. Para los huecos intermedios se utilizó otro modelo, de 24 m de longitud, con ambos extremos sin coaccionar al giro, que englobaba, casi en su punto medio, las aberturas.

Obtenidos así los esfuerzos alrededor de las aberturas, se dimensionaron las armaduras para absorber el volumen de las tracciones generadas en las direcciones principales. Asimismo, se comprobó que la concentración de compresiones en las esquinas era admisible, si bien se constató que, en algunos puntos, resultaban enormes, lo cual no era preocupante ya que se reducían rápidamente a distancias muy próximas, debiéndose interpretar como consecuencia de una singularidad de borde debido a la modelización elástica.

Y se puso de manifiesto, sobre todo, que a la altura de los huecos no se llega a desarrollar un estado de torsión pura, por lo que no se presenta la gran pérdida de rigidez y resistencia a torsión, que sería de temer en una sección abierta. Se establece un mecanismo resistente a torsión, mediante la actuación de la zona de hormigón que rodea al hueco a modo de marco rígido, con comportamiento de flexión lateral. La influencia de los huecos en la alteración del plexo tensional se extiende a una distancia análoga a su abertura.

De todos modos, en la parte inferior, la concentración de armaduras para resistir estos efectos es notable. (Figuras 12 y 13).

En lo que respecta al efecto global de las aberturas, la pérdida de simetría central de las secciones con hueco, aún en ausencia de cualquier carga horizontal, exige la generación de una curvatura para centrar la resultante interna de las tensiones y equilibrar así el esfuerzo axil exterior que desciende por su línea de presiones en el eje de la torre. Estas curvaturas dan lugar a desplazamientos que originan flexiones que a su vez incrementan los desplazamientos, etc. Es decir, desencadenan un proceso de no linealidad, cuyo cálculo iterativo debe tener en cuenta también la no linealidad del material. El método de cálculo no lineal puesto a punto para analizar las distintas etapas, e incluso la situación de servicio en la que la estructura es altamente hiperestática, pudo evaluar este efecto con toda exactitud.

Los esfuerzos de flexión adicionales debidos a la presencia de los huecos, en el comportamiento global, resultaron ser del orden del 15% de los que resultan sin tenerlos en cuenta.

Las acciones que inciden sobre el núcleo de hormigón en servicio son las verticales de las cargas permanentes y sobrecargas, las del viento, y la hipotética rotura de un tirante. Ensayos realizados en túnel de viento, sobre un

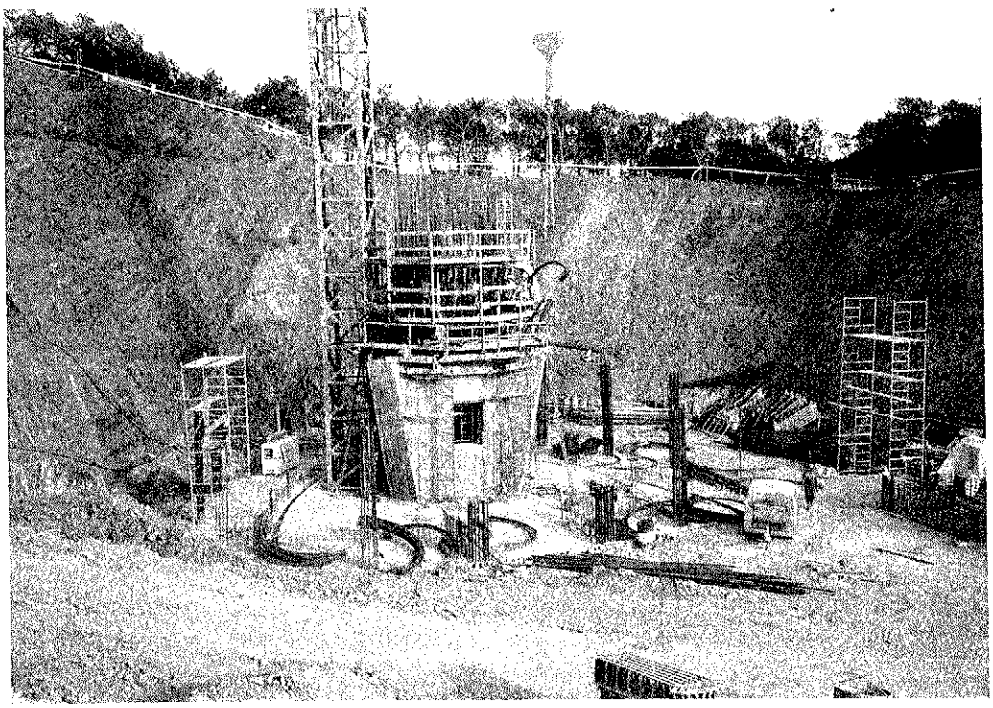


Fig. 12: Armaduras zona inferior fuste. (detalle zona acceso).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

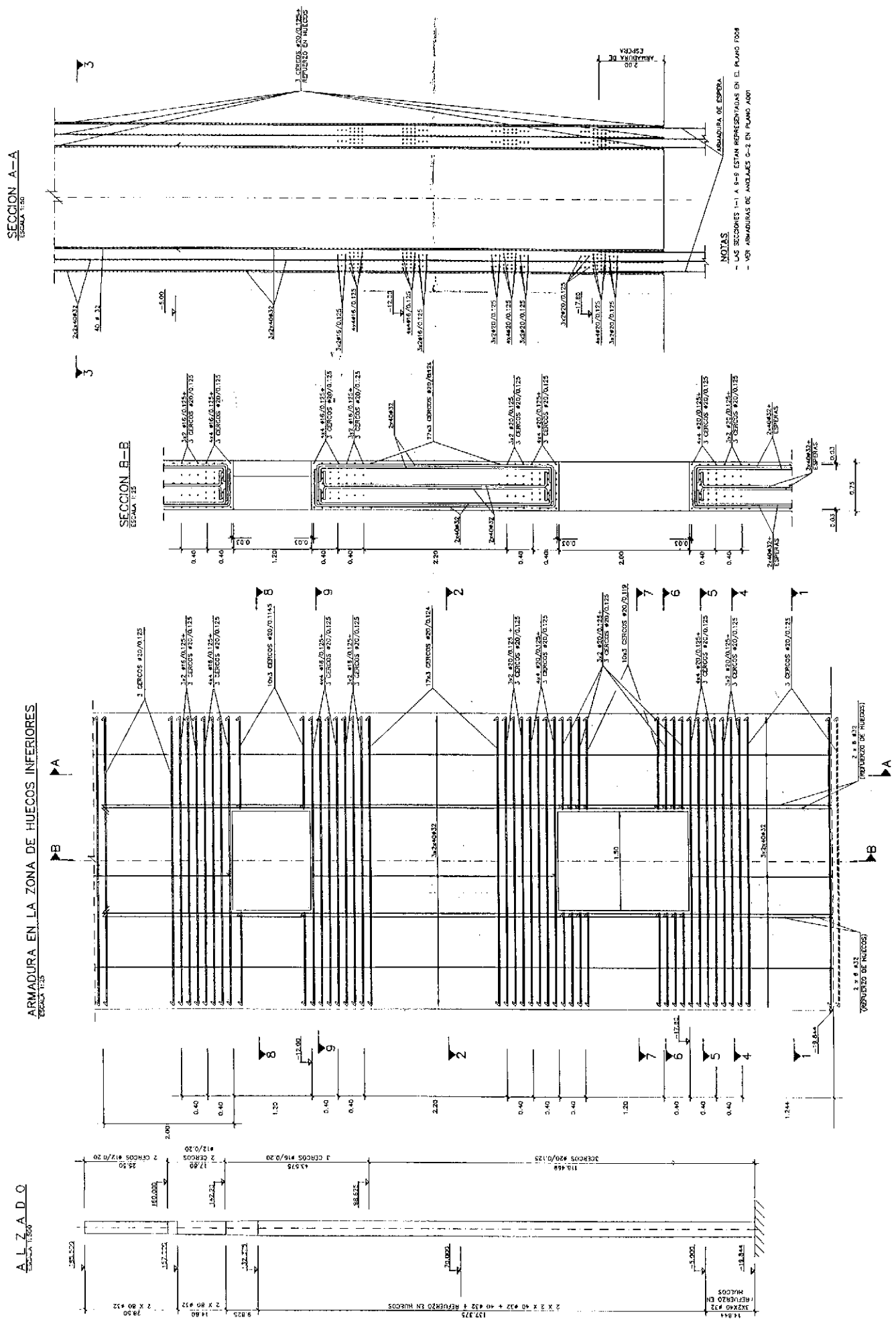


Fig. 13: Armaduras zona inferior fuste

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

modelo completo a escala, durante la redacción del proyecto base, junto con los datos tomados "in situ" de las velocidades del viento de la zona, determinaron, tanto las acciones estáticas equivalentes, como la ausencia de fenómenos de inestabilidad aeroelástica. Se comprobó asimismo, en esa fase de proyecto inicial, que la acción sísmica no era determinante frente a la del viento.

Tomando como base estos resultados se obtuvieron los esfuerzos, a partir de un modelo de cálculo bidimensional para las solicitaciones simétricas y tridimensional para las asimétricas, sumándoles los efectos de los huecos ya mencionados. Las secciones del fuste se comprobaron obteniendo diagramas equirresistentes de flexión esviada, considerando sucesivamente un comportamiento del hormigón a corto plazo, sin fluencia, y además los efectos de este último fenómeno.

El fuste de la torre durante su construcción

Durante las fases de su construcción, el núcleo de hormigón debe soportar las acciones de su peso propio y del viento. Conscientes de que en esa etapa era tan importante como la resistencia, la exactitud de su verticalidad (piénsese que, entre la superficie exterior del mástil metálico y la interior del cilindro de hormigón donde estaba colocado, quedaba un espacio libre de 7 cm, por el que debían bajar los cables para su elevación) añadimos a esta hipótesis la de un gradiente térmico diferencial, de 8º centígrados, entre las superficies exteriores e interiores de un sector semicircular que se suponía expuesta al sol. Esta cifra se adoptó basándose en la instrumentación realizada en unas pilas de puente, en una zona de características meteorológicas más extremas que las de Barcelona.

Como era de esperar, los esfuerzos de gradiente térmico eran muy poco significativos, y las deformaciones generadas no eran tampoco importantes. Además, durante el desarrollo de la obra, no se registró ninguna anormalidad debida a ese efecto, que incluso fue menor del previsto.

Por el contrario, la acción del viento resultó decisiva. Habiéndose considerado, en el proyecto base, una velocidad de 250 km/h, se tomó de 200 km/h para analizar las etapas constructivas, considerando los estudios de probabilidad de ocurrencia que se habían realizado durante la toma de datos para el proyecto base. Las acciones resultantes se aplicaron, no sólo sobre el fuste y el edificio en la fase de elevación, sino sobre todos los elementos auxiliares que se apoyaban en el núcleo: escalera, montacargas y grúa que, aunque aparentemente daban la impresión de colaborar con el hormigón, en realidad actuaban de modo totalmente negativo.

Para cada una de las configuraciones por las que atravesaba el fuste, se analizaron dos situaciones, una correspondiente al límite de velocidad del viento con la que se preveía que era posible trabajar, que se estableció en 70 km/h, y otra la máxima anteriormente citada. La primera hipótesis tenía como finalidad comprobar que los movimeintos producidos eran suficientemente pequeños como para poder mantener personal en lo alto, montando ferralla, etc. La realidad demostró que, a más de 100 m de altura, sobre un cilindro de 4,5 m de diámetro, aunque los movimientos sean pequeños, con vientos de 50 km/h debía suspenderse todo trabajo y evacuar la plataforma.

La situación más comprometida que atravesaba el fuste no era cuando se elevaba el edificio, sino antes de colocar el segundo nivel de arriostramiento provisional. Es decir, con 185 m de altura y un solo punto de enlace con los cables a 90 m. En tales condiciones, el desplazamiento de la cabeza, para una velocidad de 70 km/h, era de 15 cm. En el límite, con 200 km/h, este valor hubiera aumentado hasta 1,85 m, aunque, por supuesto, con la estabilidad de la estructura garantizada y con los esfuerzos generados admisibles. (Figura nº 14).

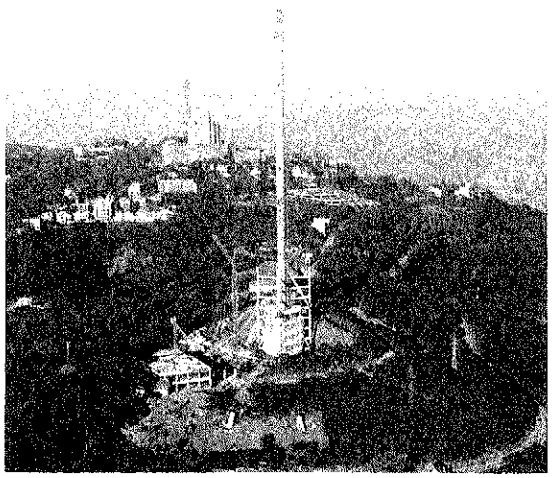


Fig. 14: Límite del deslizamiento con el arriostramiento inferior.

Para el análisis no lineal, no se han mayorado las acciones verticales, ya que no siempre, y sobre todo en nuestro caso, es más desfavorable que actúen con el valor incrementado. Sin

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

embargo, a la hora de comprobar las armaduras, se han utilizado los diagramas de interacción con resistencias minoradas, y se han mayorado los esfuerzos obtenidos.

Se investigó también la susceptibilidad del fuste cilíndrico exento, al desprendimiento de vórtices sincronizados, en las distintas formas estructurales por las que atraviesa. La gran flexibilidad del mismo (con frecuencias variables entre 0,13 y 0,25 Hz) conduce a que las velocidades críticas para las que se puede generar una estela de vórtices periódicos, con frecuencias próximas a las de la estructura, son tan bajas que la corriente carece de la energía necesaria para inducir oscilaciones significativas. De hecho, durante el período de diez meses que, aproximadamente, estuvo en situación exenta, a pesar de haber estado sometido a velocidades del viento que en una ocasión alcanzaron los 120 km/h, no se registraron oscilaciones dignas de mención.

Los arriostramientos provisionales

La estabilidad en construcción se consiguió dimensionando los tirantes provisionales para que proporcionaran la rigidez necesaria para limitar los desplazamientos del sistema. De modo análogo a los definitivos, su configuración era consecuencia, no del esfuerzo que tenían que resistir, sino de la rigidez con que debían ayudar al fuste exento.

Por ello, debido a su diferente longitud, el número de torones de cada uno de los tres que definen un punto de arriostramiento es variable, para que la rigidez que proporcionan frente a los desplazamientos horizontales del fuste, sea la misma y se produzca el efecto óptimo de isorresistencia del sistema, es decir, no existan direcciones privilegiadas o penalizadas.

El enlace con el fuste, en los dos primeros niveles se consigue a través de unas piezas metálicas especiales, concebidas con un diseño análogo al de las empleadas en las uniones del edificio con el fuste del hormigón, que se colocan desde el interior de dicho fuste, en unas ventanas dejadas a tal efecto. El último sistema de atirantamiento provisional se ancla en la pieza metálica de transición entre el hormigón y el mástil metálico de coronación. (Figuras 15 y 16).

Los cables del primer nivel se anclan aprovechando tres de los macizos que, más adelante, recibirán a los tirantes definitivos. El enlace se realiza mediante unas piezas metálicas pretensadas en su extremo inferior a través de una placa contra dichos macizos, mediante barras, y que en su extremo superior reciben los bloques de anclaje de los torones que componen cada tirante (Figura nº 17).

Para el anclaje inferior de los dos sistemas estabilizantes más elevados, no se consideró conveniente reutilizar los bloques definitivos, pues su posición interferiría con el montaje de los tirantes finales. Por lo tanto, se decidió situarlos en planos girados 30º en planta, con respecto de la posición de aquéllos. Por lo

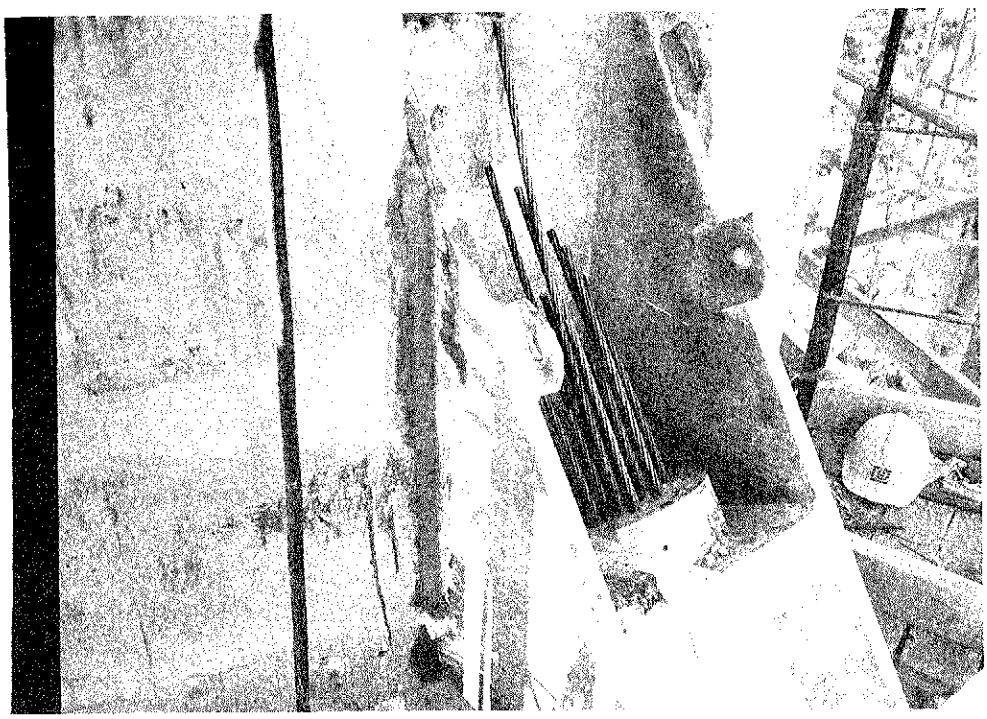


Fig. 15: Pieza de anclaje al fuste. Cables provisionales C-1 y C-2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

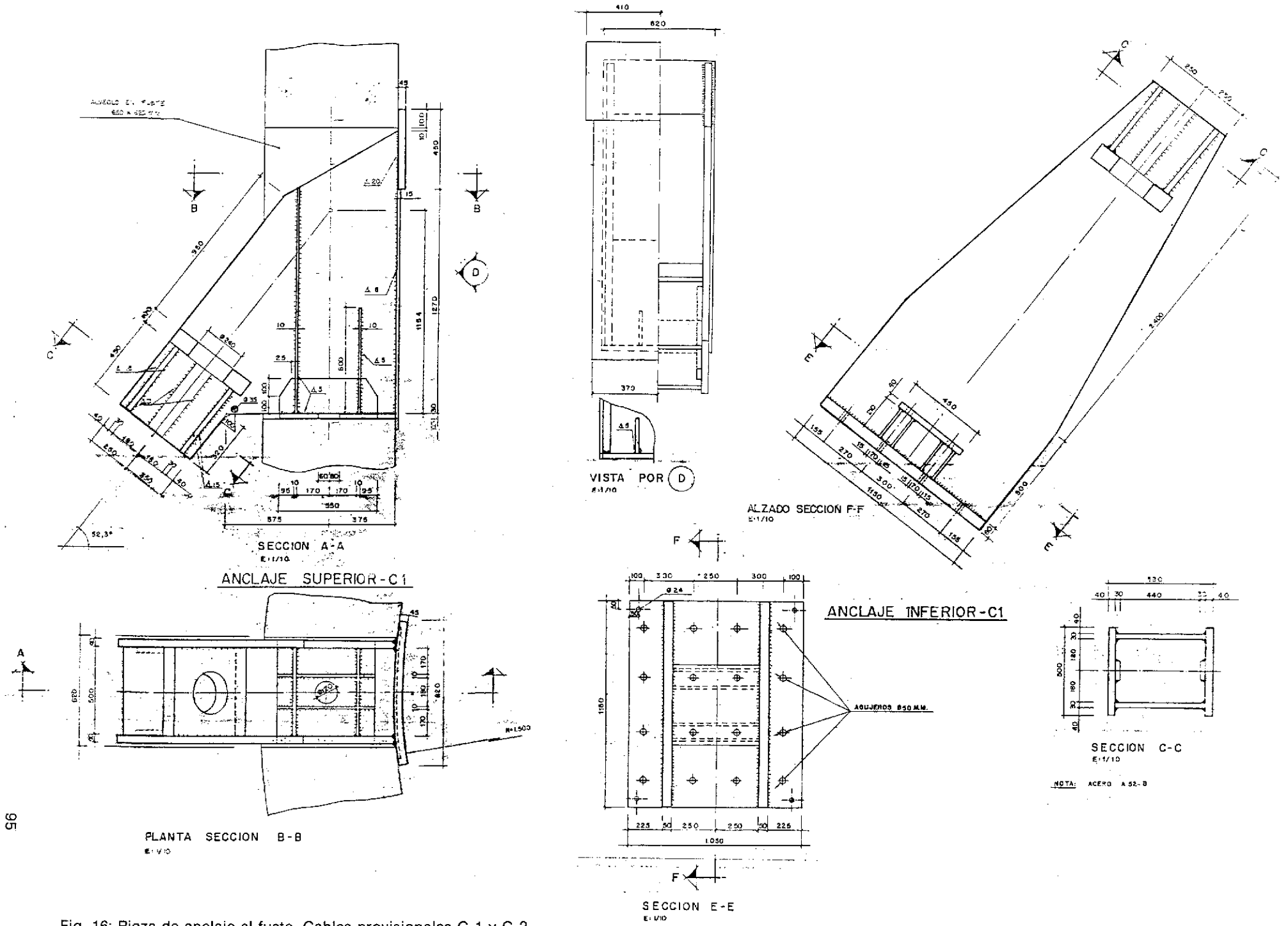


Fig. 16: Pieza de anclaje al fuste. Cables provisionales C-1 y C-2.

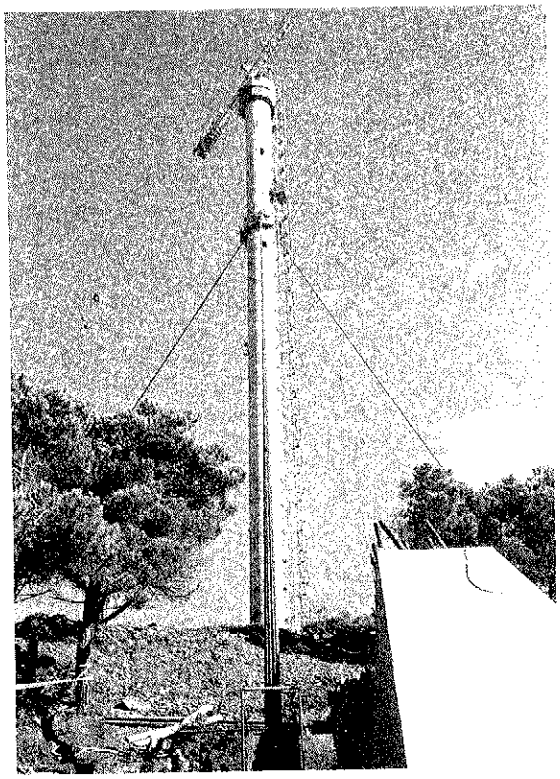


Fig. 17: Anclaje al terreno. Cables provisionales C-1.

tanto, hubo que proyectar nuevos elementos de equilibrado y recepción de sus esfuerzos y para ello, en lugar de recurrir al peso de un macizo de hormigón, como en los tirantes definitivos, se decidió realizar un anclaje al terreno (Fig. nº 18).

Este procedimiento permite reducir el tamaño del bloque, lo que es muy ventajoso ya que altera menos el entorno, con lo que facilita la reposición final, y no interfiere con los potentes macizos de anclaje para los tirantes definitivos. Se dispusieron tres zapatas ancladas al terreno a través de 6 cables de 12 torones de 15 mm en cada una, con una longitud libre de 15 m y un bulbo inyectado de otros 10 m. En la cara superior de cada zapata, se situaron dos piezas metálicas conectadas a ella mediante unas placas pretensadas con barras que, en su extremo superior, recibían los bloques de anclaje de los torones provisionales. (Figura nº 19).

El esfuerzo mínimo al que podían llegar los tirantes provisionales se limitó a un valor tal que, considerando la no linealidad que introduce su inclinación, el módulo de elasticidad aparente E, no descendiera por debajo de 1,5 * 10'6 kp/cm^2. Con esa magnitud, la rigidez que proporcionaban al fuste era la adecuada para garantizar su estabilidad. Con ello, la tracción sobre el bloque de anclaje de los dos tirantes superiores alcanza el valor de 650 toneladas sin viento, elevándose a 1.000 t en caso de que actuara aquél.

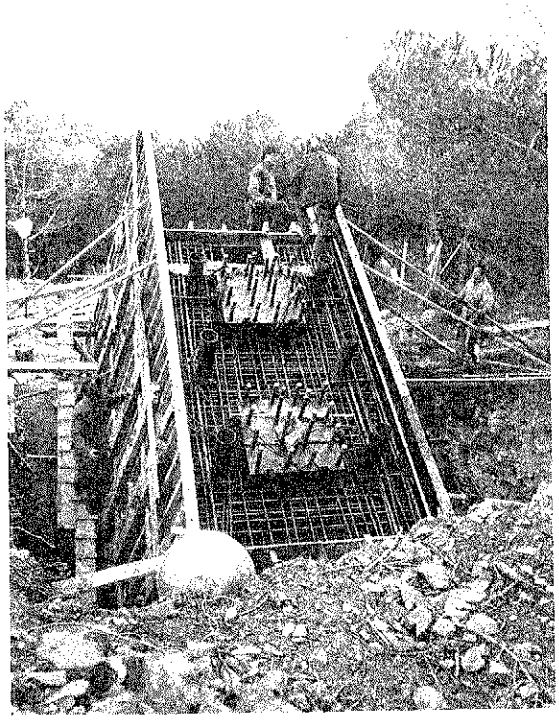


Fig. 19: Pretensado contra el terreno del elemento de anclaje para C-2 y C-3.

La composición de los tirantes provisionales varía entre 45 y 85 torones de 15 mm que, dado el corto plazo en que debían utilizarse y las tensiones relativamente bajas a que se tesaron, se colocaron sin ningún tipo de protección. Su puesta en tensión se llevó a cabo con el mismo procedimiento previsto para los definitivos, (Isotensión con gato Unifilar), calculando previamente cuál era el máximo desequilibrio de esfuerzos admisible, entre tirantes de un mismo nivel, que se produce por la imposibilidad de tesar simultáneamente los tres elementos. Este desequilibrio depende del número de cordones ya colocado, y es tanto mayor cuanto lo es aquél. Se previeron seis etapas de control, donde se debían regularizar los esfuerzos introducidos, aunque no fue necesario realizar tal operación.

4.5. La estructura metálica

Proceso constructivo por elevación completa del edificio y doble telescopado del mástil

La idea para su realización se basó en el aprovechamiento máximo de las posibilidades ofrecidas por el punto que corona el fuste de hormigón —realizado previamente, mediante encofrado deslizante, en la forma descrita— para, al modo arquimediano "de mover el mundo mediante un punto de apoyo", izar desde el mismo a todo el edificio y empujar el

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

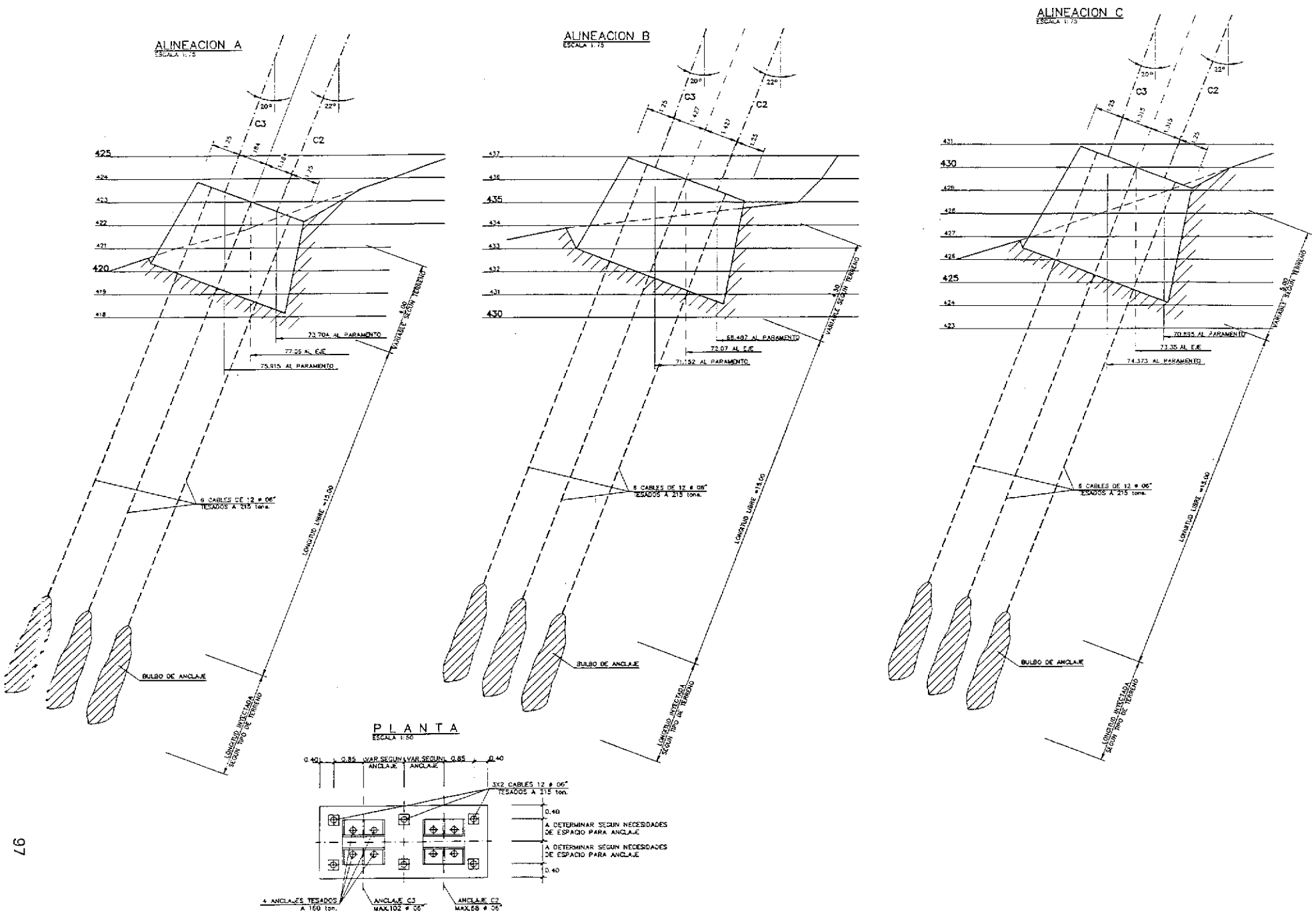


Fig. 18: Anclajes al terreno. Cables provisionales C-2 y C-3.

mástil metálico superior durante el proceso de telescopado. Con este proceso constructivo, al eliminar prácticamente todas las operaciones de ejecución a gran altura, aparte de la especial espectacularidad de la construcción, se conseguía un elevado grado de seguridad, precisión, calidad y control, con costes y plazos muy favorables.

Para llevar a cabo esta realización fue preciso adoptar un nuevo esquema estructural, perfectamente aceptado por Norman Foster puesto que apenas se introducían modificaciones en el aspecto aparente del edificio.

Las principales modificaciones estructurales fueron:

1. Sustitución de todas las uniones soldadas de las plantas del edificio al fuste (especialmente, de las plantas principales, 1ª, 5ª, 9ª y 13ª, que exigían grandes anillos incorporados al fuste de hormigón, con un elevado número de paradas en su deslizamiento, elevación de unidades muy pesadas y enorme cantidad de trabajo de gran responsabilidad a grandes alturas) mediante la incorporación de tres nuevos soportes interiores, adyacentes al fuste, que permitían desligar totalmente a éste del edificio, creándose una megaestrucura metálica, autónoma, constituida por tres potentes celosías verticales, situadas en planos a 120º en planta, qeu arrancan de los puntos de anclaje de los tirantes y tienen sus montantes en las plantas principales antedichas. El resto de las plantas intermedias se apoyan, mediante articulaciones, en los soportes que constituyen los cordones de las celosías, eliminando sus uniones con el fuste de hormigón.

Los nuevos soportes recibían directamente en su extremo superior, los anclajes de los cables de elevación que, al estar prácticamente pegados al fuste de hormigón, permitieron situar, de forma muy sencilla, los gatos de izado en la coronación del fuste, a través de la gran pieza en "copa" diseñada especialmente para todos estos efectos (Figura nº 9).

2. La nueva conformación autónoma del edificio metálico, además de garantizar una ejecución sencilla del mismo, permitía que su vinculación con el fuste se efectuara en un número mínimo de puntos, precisamente en los 12 nudos de contacto de las grandes celosías con dicho fuste.

Se diseñaron para ello unos apoyos articulados en ménsula que, sobresaliendo del fuste a través de alveolos provisionales efectuados durante la ejecución deslizada y que posteriormente se hormigonaron (Figura nº 20), se unían a la estructura metálica del edificio, a través de grandes bulones de acero especial.

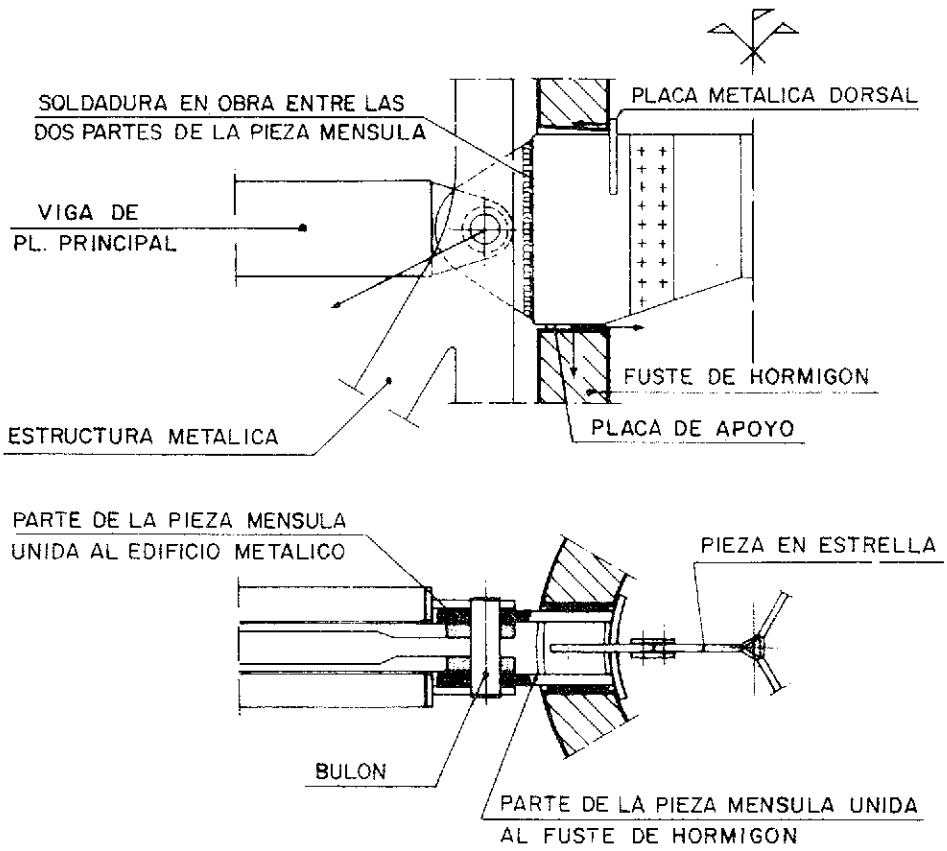


Fig. 20: Disposición de las piezas ménsula y en estrella, de una planta principal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Estas ménsulas se empotran al fuste mediante un dispositivo de transferencia de tracciones por placas dorsales, interiores, de reparto, y basas de apoyo en el umbral de los huecos; complementándose el dispositivo de transferencia, mediante la interconexión de las tres ménsulas de cada piso principal a través de estrellas metálicas de tres brazos, que permiten equilibrar gran parte de los esfuerzos de tipo simétrico, y reducir solicitaciones locales sobre el fuste, en los casos de carga asimétricos.

3. Para impedir durante la elevación del edificio el basculamiento vertical de las celosías principales, solicitadas de puntos no alineados con su centro de gravedad de masas (Figura nº 21), la estructura de las plantas de piso fue modificada, pasando las losas simples del proyecto, a forjados mixtos de hormigón y chapa nervada, los cuales se conectaron a su vez, formando vigas balcón mixtas, con los perfiles principales periféricos, que se redujeron de dimensiones.

Se crearon así, en todas las plantas, diafragmas anulares completos que arriostraban de forma perfecta —a modo de farolillo chino— a los sistemas principales de la gran estructura

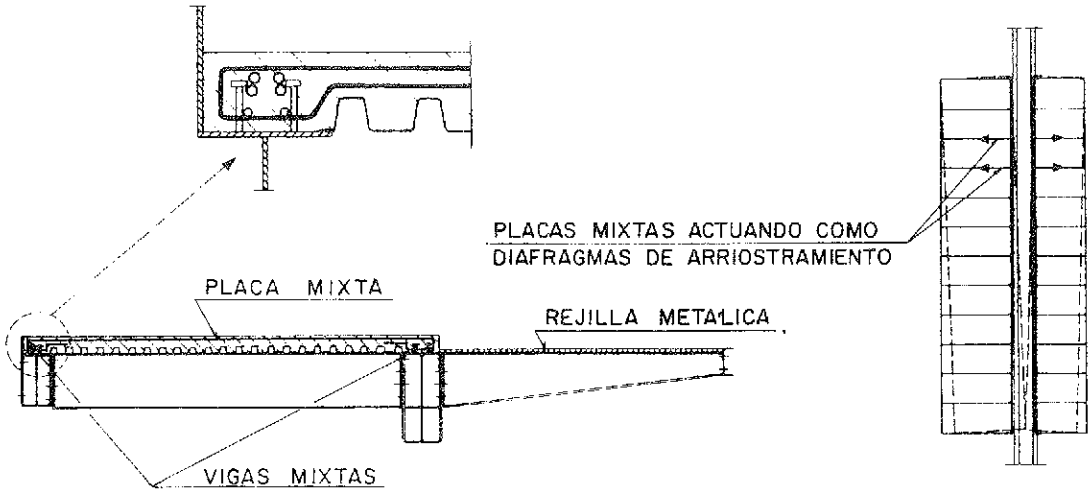


Fig. 21: Diafragmas mixtos del edificio metálico.

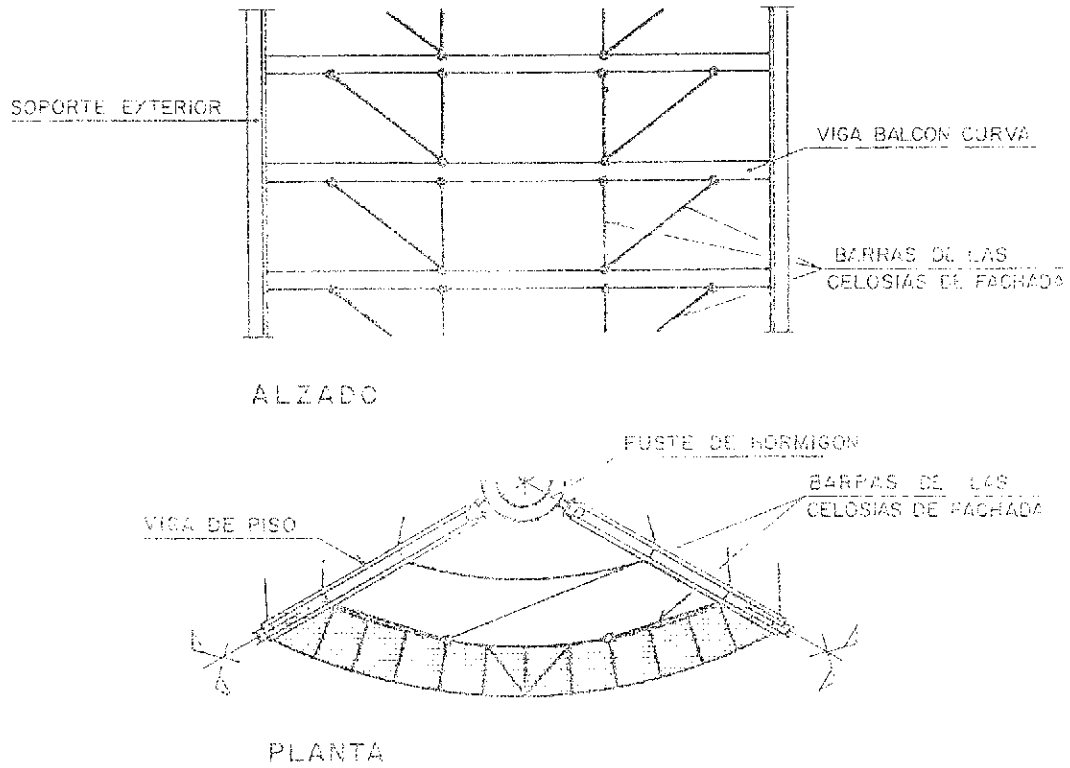


Fig. 22: Celosías de rigidización y suspensión de las piezas de fachada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

metálica, permitiendo su movilización vertical completa, la eliminación de celosías horizontales secundarias y, lo que es muy importante, una perfecta interacción con las celosías dispuestas en las fachadas (Figura nº 22) para reducir las luces de las vigas periféricas externas, que van suspendidas de los soportes principales exteriores, a los tercios de la luz, y transferir las acciones de desequilibrio de cargas entre plantas, al conjunto de éstas.

4. La rigidización de las plantas, con su notable redistribución de esfuerzos entre las mismas a través de las celosías de fachada, junto con la presencia de los soportes interiores, permitieron definir los dinteles de las plantas mediante perfiles de vigas paralelos, a excepción de la planta primera, en la cual la hipótesis de rotura de un cable introduce torsiones excesivas incapaces de ser asumidas por los sistemas antedichos; debiendo mantenerse en esta planta la disposición en V de los perfiles, prevista en el proyecto inicial para todos los dinteles. No obstante, se prescindió del soldeo al fuste, limitándose las uniones externas a la eventual tranferencia de compresiones a través de placas de reparto, dependiendo del signo de los esfuerzos producidos por la rotura del cable (Figura nº 23).

5. Los detalles extremos y de unión de las piezas del mástil fueron modificados para permitir los deslizamientos, entre sí y con el fuste de hormigón, durante las fases de elevación, telescopado y fijación.

El proceso constructivo completo de la estructura se describe con detalle en las siguientes fases, que se comentan ligeramente, complementando lo expuesto anteriormente (los números de los párrafos siguientes corresponden a las fases expuestas en la Figura nº 8; mientras que las letras se refieren a operaciones indicadas en dichas fases):

1a. Hormigonado del fuste hasta 47,15 m, con ayuda de la grúa torre de 7,5 t de carga máxima, creciente y arriostrada con dicho fuste; altura adecuada para poder introducir, mediante grúas automóviles auxiliares, los elementos del mástil metálico.

1b. Introducción en el fuste de los tramos tubular (Figura nº 24) y de celosía, previamente

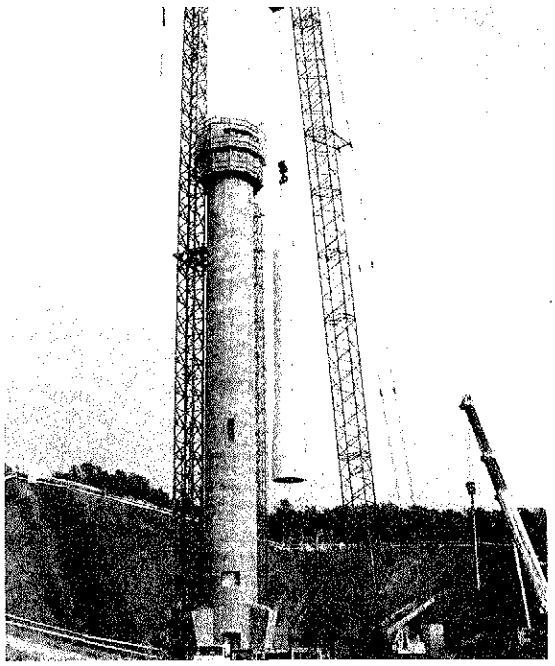


Fig. 24.

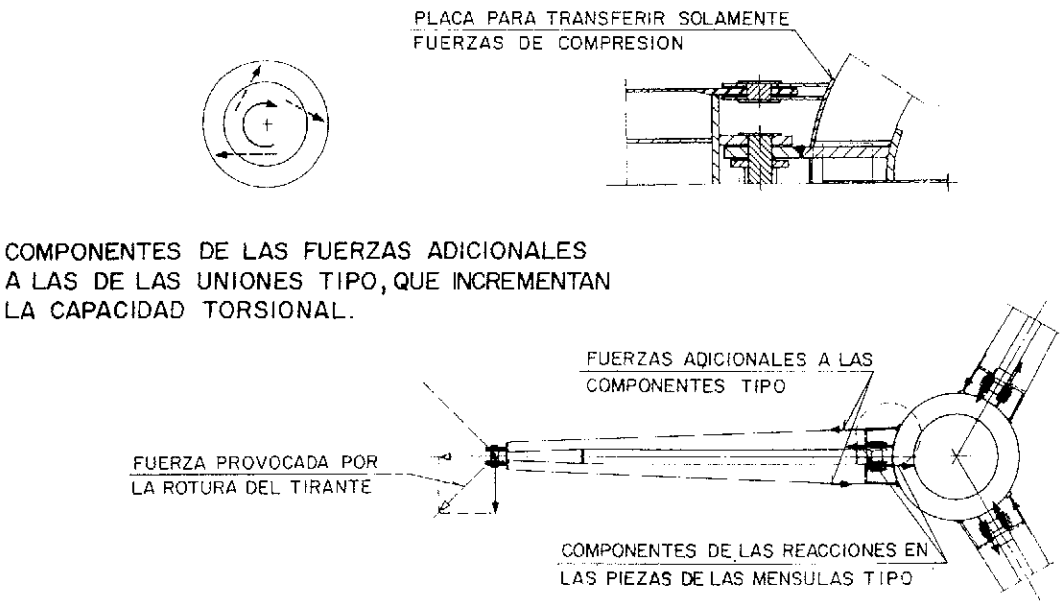


Fig. 23. Sistema especial de las vigas de planta primera, para colaborar en la resistencia a la eventual rotura de un tirante principal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

formados en obra, cada uno mediante dos segmentos unidos por tornillos de alta resistencia; el tramo de celosía se introducía en el tubular empleando los sistemas de carriles y ruedas previstos para el telescopado. El borde inferior del conjunto metálico se situó a 1,40 m de altura, de manera de hacer coincidir las puertas de acceso del fuste y del mástil tubular, con objeto de acceder al interior y mantener una perfecta revisión y control de todas las futuras maniobras.

Protección del sistema tubular, mediante diafragma de madera, por encima del mismo.

2a. Continuación del hormigonado del fuste hasta los 98 m de altura, máxima admisible, en voladizo libre, por este elemento.

2b. Colocación del primer grupo de tirantes provisionales (C1) de arriostramiento del fuste; tres cables de 52-43-52 cordones ϕ 15 mm, respectivamente, con un pretensado de 344 t, anclados a 90 m de altura. Para el anclaje inferior se utilizaron los macizos de los cables G1, en puntos ligeramente desalineados de éstos.

3a. Comienzo del montaje de la estructura metálica, dispuesta sobre los soportes auxiliares para lograr la altura adecuada para el paso y trabajos en la plataforma inferior y realizar el posicionamiento correcto de los elementos de anclaje de los tirantes definitivos inferiores (Grupos G1 y G2) (Fotografía nº 25).

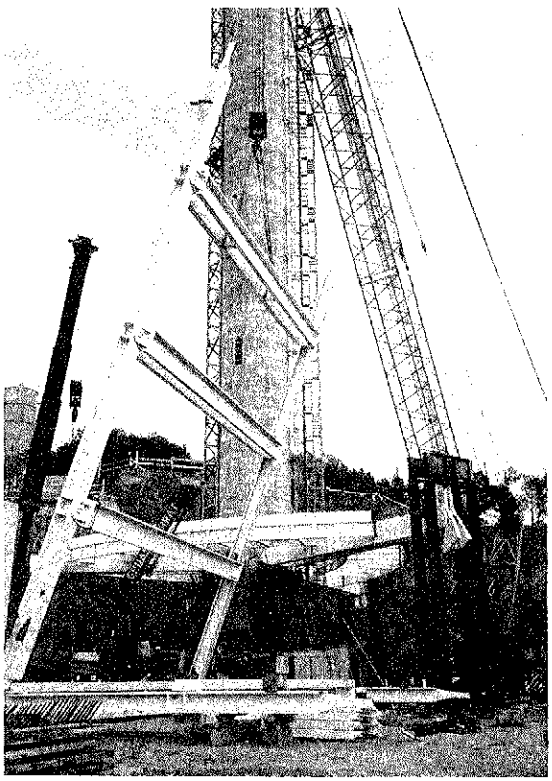


Fig. 25.

3b. Continuación del hormigonado del fuste hasta la altura de 197,3 m, máxima admisible en voladizo asistido por los cables C1. En las alturas 162,10 m y 179,90 m, se efectuaron las modificaciones de espesor de pared: de 75 a 50 cm; y de 50 a 30 cm, respectivamente; manteniéndose el diámetro interior, constante, de 3 m.

3c. Colocación del segundo grupo de arriostramientos provisionales C2, formados por tres cables de 67-62-65 cordones de ϕ 15 mm, respectivamente, anclados a la altura de 180 m y tesados a 320 t. El anclaje inferior se realizó sobre elementos provisionales vinculados al terreno mediante anclajes al mismo.

4a. Continuación del montaje del edificio metálico y hormigonado de sus forjados mixtos. El edificio se arriostraba al fuste por medio de los mismos pórticos pretensados de bloqueo que se emplearían durante el proceso de elevación.

4b. Final del hormigonado del fuste a la altura 205,5 m, incorporando en su extremo los tornillos de alta resistencia para bloqueo de la pieza de remate, "copa".

4c. Colocación de la pieza "copa", con un peso total de 27 t, en 5 fases, para mantener el peso límite de 7,5 t requerido por la grúa torre. Soldeo y apretadura de tornillos para su fijación al fuste (Figura nº 26).

4d. Colocación del tercer y último grupo de cables provisionales de arriostramiento C3, formado por 3 unidades de 100-94-97 cordones ϕ 15 mm, respectivamente, tesados a 375 t, y anclados a cartelas provisionales dispuestas en la copa. Los anclajes inferiores eran semejantes a los del grupo C2.

4e. Eliminación de los tirantes C1. El fuste de hormigón, arriostrado en su coronación por los grupos C2 y C3, era adecuado tanto frente a las acciones aisladas de viento, como al conjunto de éstas y la carga del izado del edificio transmitido en su extremo superior.

4f. Finalización de la estructura metálica del edificio e incorporación de parte de los materiales no resistentes; las condiciones de diseño y acabados arquitectónicos retrasaron la inclusión de los cerramientos que se pensaban izar junto con la estructura.

5a. Elevación del conjunto del mástil replegado, con un peso total de 120 t (Figura nº 27), hasta su enrase con la cota de coronación del fuste de hormigón. Se emplearon para ello 6 gatos VSL de 30 t, situados en la plataforma superior de la copa. Los 6 cables de izado (constituidos cada uno por 3 cordones de ϕ 15 mm), anclados al borde inferior del conjunto del mástil, atravesaban, mediante ranuras, el cuerpo cónico de la pieza copa, para situarse en el perímetro interior del fuste.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

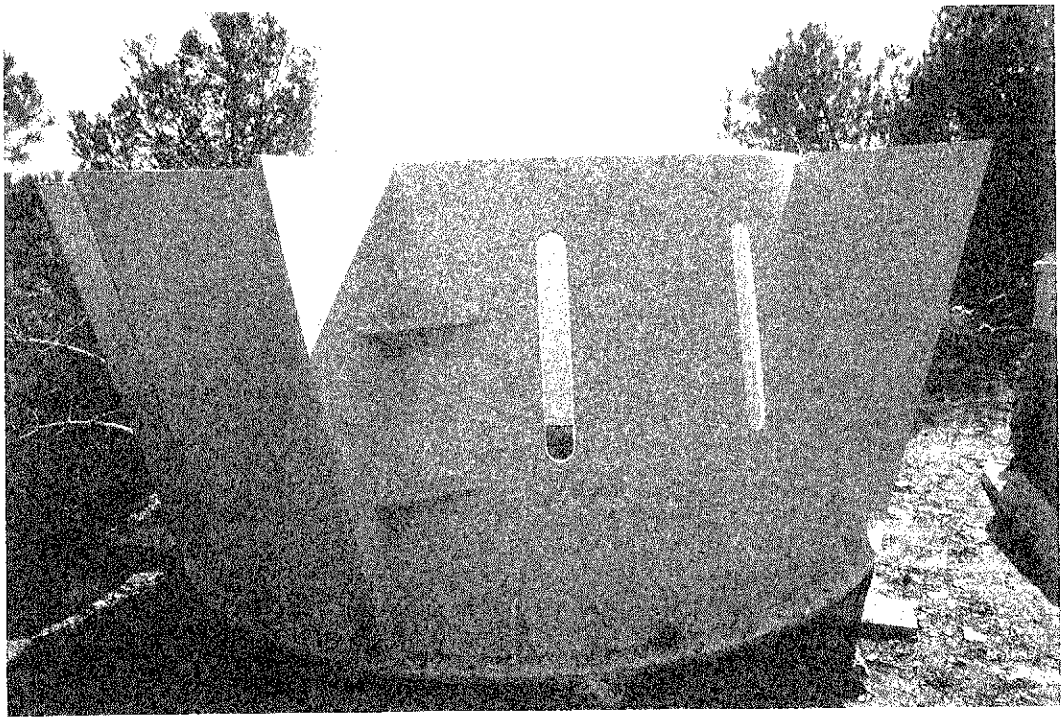


Fig. 26.

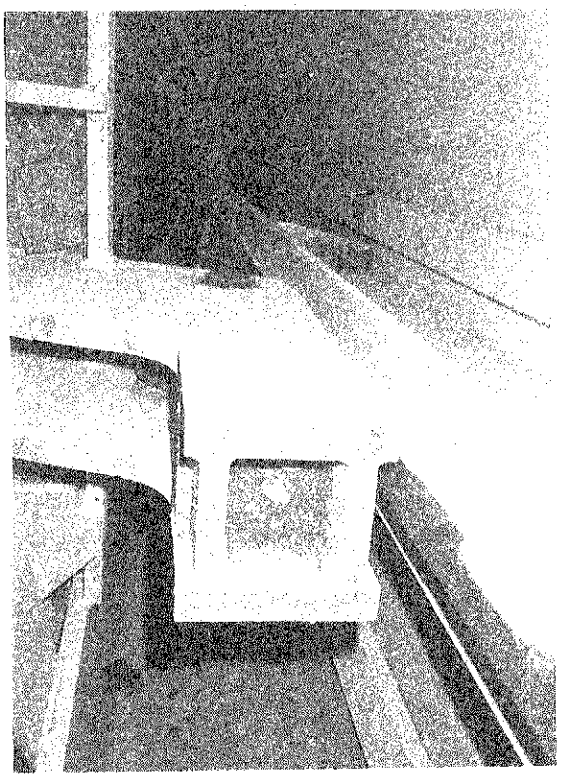


Fig. 27.

El guiado del cuerpo del mástil se efectuaba mediante un doble juego de grupos de ruedas, situados en los bordes inferior y superior del conjunto, que rodaban sobre la superficie interior del fuste de hormigón.

5b. Disposición, a través de su elevación por el interior del tubo mediante polipasto colgado del mástil cilíndrico, de las piezas de apoyo de las ménsulas de las plantas principales. Piezas que se colocaban retraidas al borde de los alveolos, y sobre placas flotantes de teflón y porexpan para, después de completarse el izado, empujarlas hacia afuera hasta su contacto con las piezas de la estructura que completan el conjunto.

5c. Posicionamiento del sistema de izado del edificio: gatos, cables, desviadores, anclajes, grupos de presión, enrolladoras, etc. (Figura nº 28).

Disposición y pruebas del sistema de bicicletas, especialmente diseñado para lograr el guiado y control del edificio mediante rodadura sobre la superficie exterior del fuste de hormigón.

6a. Izado del edificio, con un peso real total de 2.700 t, mediante un grupo de 9 gatos VSL de 330 t de capacidad, dispuestos, junto con las bombas de presión, en la plataforma superior de la copa, a la altura 205 m. (Figura nº 29). La elevación se efectuó en cuatro jornadas, de unos 20 m cada una, con una velocidad media aproximada de 2,5 m/hora (Figura nº 30).

Los sistemas de bicicletas y pórticos pretensados de bloqueo para control, fueron, en cada jornada, activados y desactivados, hasta su bloqueo final provisional al término de la elevación.

6b. Enfrentado de las piezas ménsulas de recepción con las orejetas situadas en los nudos de las plantas principales del edificio (Figura nº 31).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

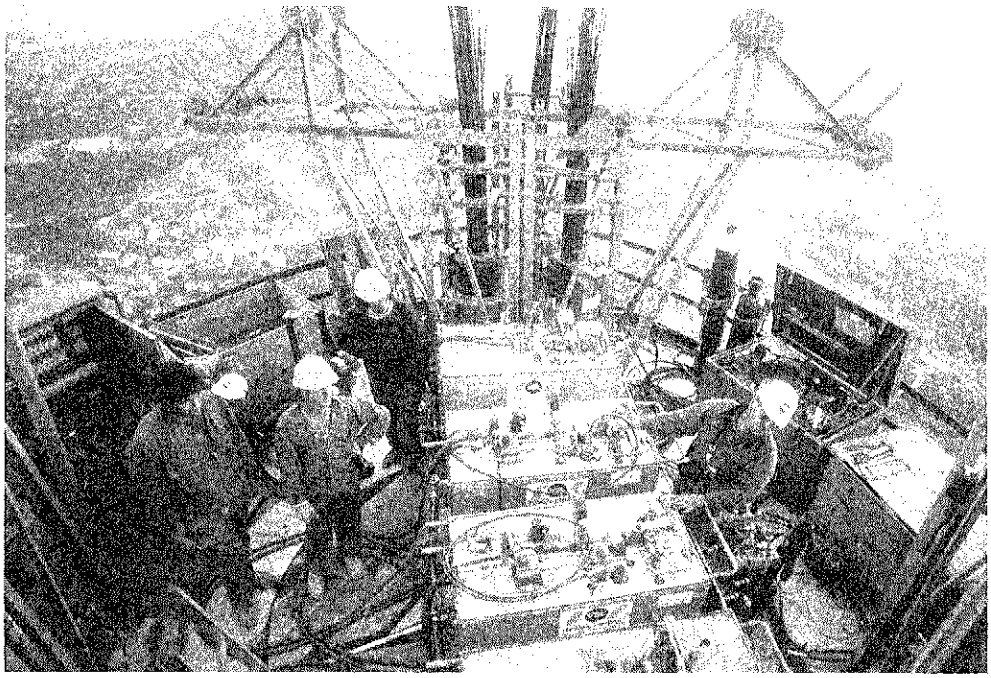


Fig. 28.

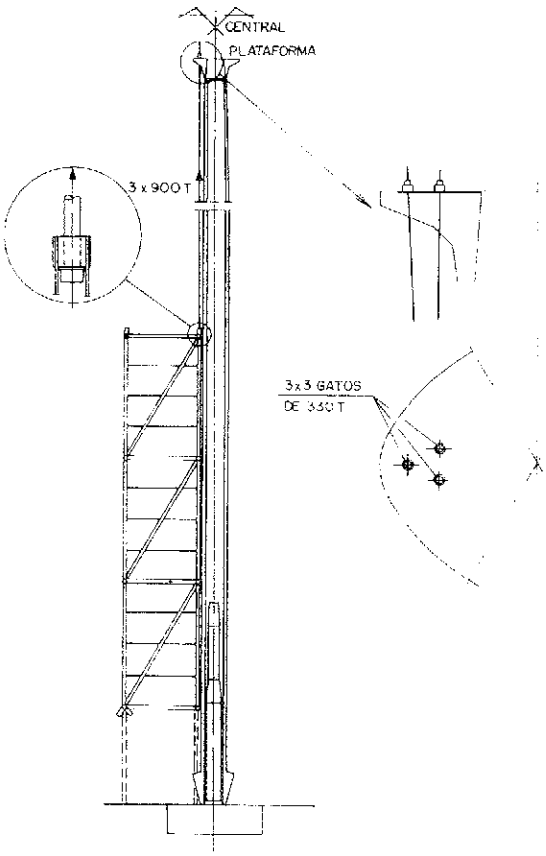


Fig. 29. Dispositivo de elevación del edificio.

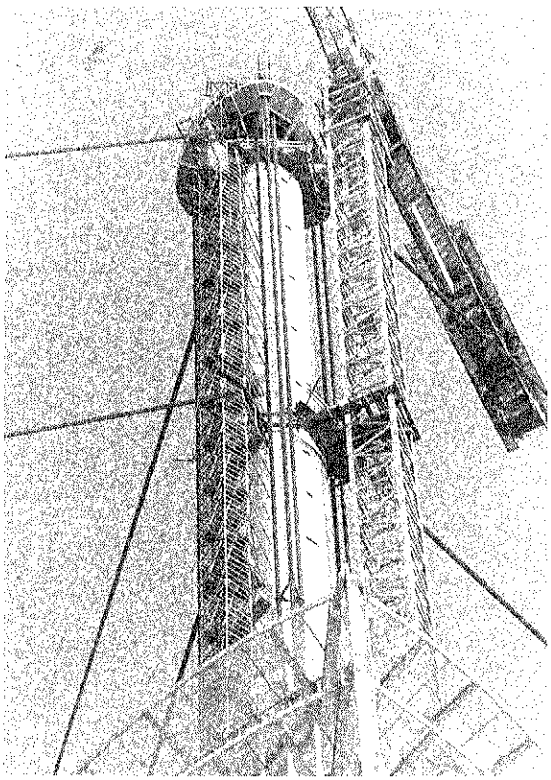


Fig. 30.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

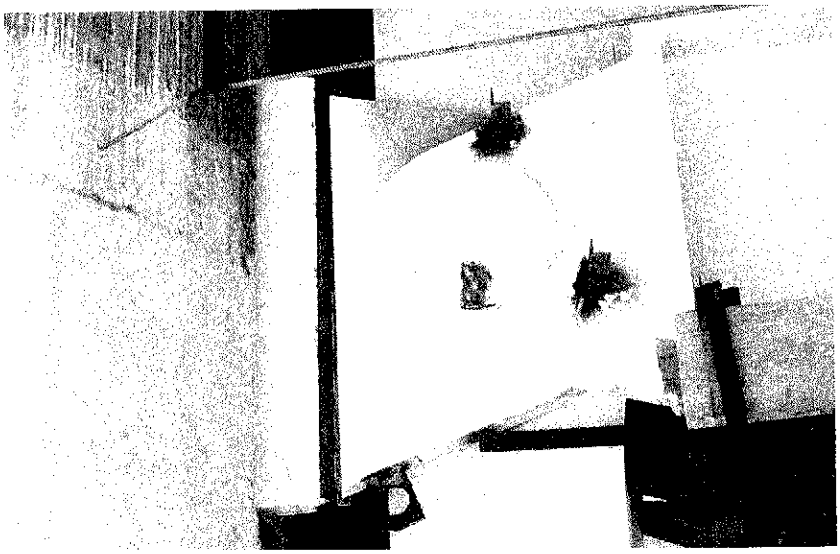


Fig. 31.

6c. Elevación, por el interior del fuste, de las piezas en estrella que interconectan las tres piezas ménsula de cada planta principal. Fijación y apretadura de los tornillos de alta resistencia de las uniones (Figura nº 32).

6d. Unión provisional de los sistemas de ménsulas de cada planta y retirada de los apoyos flotantes de las mismas, para conseguir un movimiento relativo nulo del edificio con el sistema mensular, durante toda la operación de soldeo, sin que se produjeran apoyos parásitos sobre el edificio, provocados por las variaciones térmicas de los cables de izada, viento, etc.

6e. Soldeo continuo de las dos partes de ménsulas, con procedimientos de control de precalentamiento y verificación de la transmisión limitada de calor a los bulones de alta resistencia de las grandes articulaciones.

6f. Operación de transferencia del edificio al fuste, en forma secuencial de abajo arriba, en las cuatro plantas principales, mediante sucesivo bloqueo, con chapas, de las ménsulas en las chapas metálicas previstas en los umbrales de los alveolos del fuste; y rejuntado de las placas dorsales, con morteros autonivelantes de alta resistencia.

6g. Retirada del sistema de izado del edificio y colocación de los topes antiviento contra el fuste, en las plantas secundarias, y de torsión en la planta primera.

6h. Relleno de hormigón de los alveolos del fuste que albergan las ménsulas; los últimos diez centímetros, mediante morteros autonivelantes.

7a. Comienzo del montaje y tesado de los cordones de los cables definitivos G1 y G2, a 650 t, en secuencias apropiadas para no distorsionar o flectar en exceso al sistema; y combinándose con la eliminación, también gradual y equilibrada, de los tirantes C2 y C3.

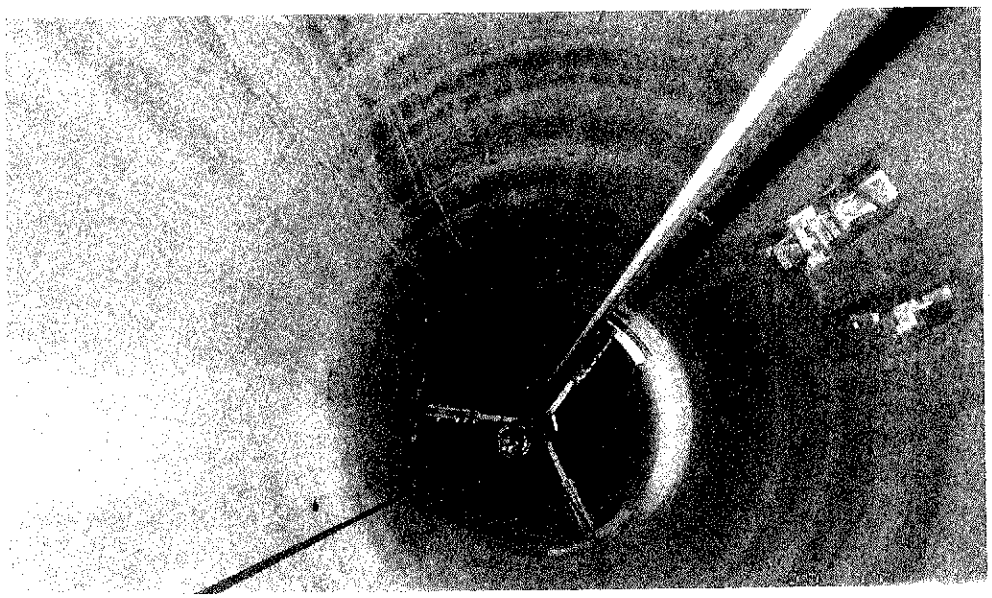


Fig. 32.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

7b. Finalización del montaje de los tirantes G1 y G2, retesado definitivo, colocación de amortiguadores y bridas.

7c. Montaje de los anclajes y premontaje de los 7 cordones de twaron de cada uno de los cables G3.

7d. Desmontaje de la grúa torre, imposible de funcionar una vez tesadas las unidades G3.

7e. Tesado de los cables G3, a 300 t, en la secuencia apropiada, de forma que la plataforma de la copa queda rígidamente vinculada al edificio.

8a. Deslizamiento telescopado del elemento de celosía del mástil, rodando por el interior del elemento tubular, mediante 4 gatos, de 10 t, apoyados sobre el propio sistema tubular.

8b. Fijación del elemento de celosía al tubular, mediante tornillos de alta resistencia y soldeo adicional de protección.

8c. Deslizamiento del mástil completo, mediante sistemas de ruedas en su extremo inferior y en la plataforma exterior de la copa. Patines de bronce grafitado, como garantía frente a la presencia de solicitaciones de viento de importancia durante el proceso.

8d. Soldeo final del anillo inferior del mástil a la copa y relleno de mortero de la zona superior cilíndrica de contacto entre ambos elementos. Final de la ejecución de la estructura.

5. CALCULO DE LA ESTRUCTURA

El cálculo de la estructura modificada para el proceso ejecutivo se llevó a cabo mediante diferentes análisis de tipo global, parcial o local y en relación a los diferentes estados de ejecución, estructura terminada y redistribuciones diferidas.

En efecto, el sistema estructural híbrido, requiere el análisis de los fenómenos reológicos de fluencia y retracción, vinculados de forma activa con el proceso evolutivo de la construcción del edificio, además de los estudios de carácter, tanto estático como dinámico, de la estructura completa.

Los principales tipos de análisis realizados fueron:

5.1. Análisis dinámico completo de la estructura (1):

5.1A. Análisis modal

Frecuencia fundamental	0,30 Hz (Flexión)
2º Modo	0,56 Hz (Flexión)
3º	0,59 Hz (Torsión)
4º	0,77 Hz (Flexión)
5º	1,16 Hz (Flexión)
6º	1,69 Hz (Flexión)
7º	2,02 Hz (Torsión)

Los modos segundo y tercero, a pesar de poseer frecuencias muy similares, presentan configuraciones tan dispares que su acoplamiento es prácticamente imposible.

Comparción muy ajustada con los resultados de los estudios aeroelásticos, en túnel de viento, efectuados en el BMT Fluid Mechanics Ltd. y en los Laboratorios de la Universidad de Oxford.

5.1B. Vibraciones forzadas en la condición de solicitaciones de viento con torsión, por la aplicación combinada de las siguientes componentes:

—Respuesta estática al viento medio en una hora.

—Respuesta quasi-estática a las turbulencias con frecuencias por debajo de la fundamental de la estructura.

—Respuesta quasi-resonante de la estructura a su frecuencia fundamental;

que determinaron Tmax = 24.696 kNm, respecto a los valores estáticos máximos T = 29.265 kNm.

5.1C: Rotura de un cable principal G1, deduciendo la respuesta máxima en el primer ciclo, diagramas tiempo-flechas y condición de equilibrio estático al cabo de 100 segundos.

Las respuestas estáticas, para un valor igual y contrario al de la fuerza aplicada en el cable, fueron ligeramente superiores a las deducidas en el análisis dinámico, tanto en esfuerzos como en movimientos, con flechas del orden de 100 mm en el anclaje superior G1 y de 345 mm en el extremo del mástil.

5.2. Análisis de segundo orden con no linealidad geométrica y del material del fuste, en todas las fases constructivas y en servicio. Para analizar la posible inestabilidad por punto límite, se desarrolló un método de análisis específico para estructuras hiperestáticas, que obtiene los esfuerzos que equilibran las acciones exteriores, sobre la geometría final de la deformada, compatibles con las deformaciones reales, introduciendo por etapas sucesivas dos tipos de solicitaciones equivalentes a:

5.2.1. Las acciones de desequilibrio que cada nuevo incremento de deformación origina debido a los esfuerzos preexistentes.

5.2.2. Las acciones equivalentes a la diferencia de deformaciones generalizadas existente entre las del comportamiento elástico supuesto para el material, y las verdaderas, evaluadas sobre las relaciones constitutivas no lineales.

Este procedimiento permite analizar además

(1) Llevados a cabo por Ove Arup, en el modelo simplificado de la estructura completa y confirmados en la estructura modificada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

el efecto global no lineal de las discontinuidades que en la sección generan los huecos, a partir de un estado con unos esfuerzos de flexión ficticios que centran la resultante de las secciones no simétricas sobre la línea de presiones inicial, para ser eliminados después, dando origen con ello al proceso iterativo de análisis.

El estudio se realizó considerando las dos situaciones de deformación posibles bajo carga permanente, las instantáneas iniciales, y las diferidas incrementadas por la fluencia.

5.3. Análisis estático de la estructura en sus diversas fases de realización, mediante análisis planos para las solicitaciones de tipo simétrico, efectuando la reducción del sistema real a otro ideal que incluía: una celosía de la estructura real y otra virtual o reducida, proyección de las dos celosías restantes (Fig. nº 33), de forma que la respuesta en esfuerzos y movimientos fuera idéntica al sistema real. De esta forma se pudo

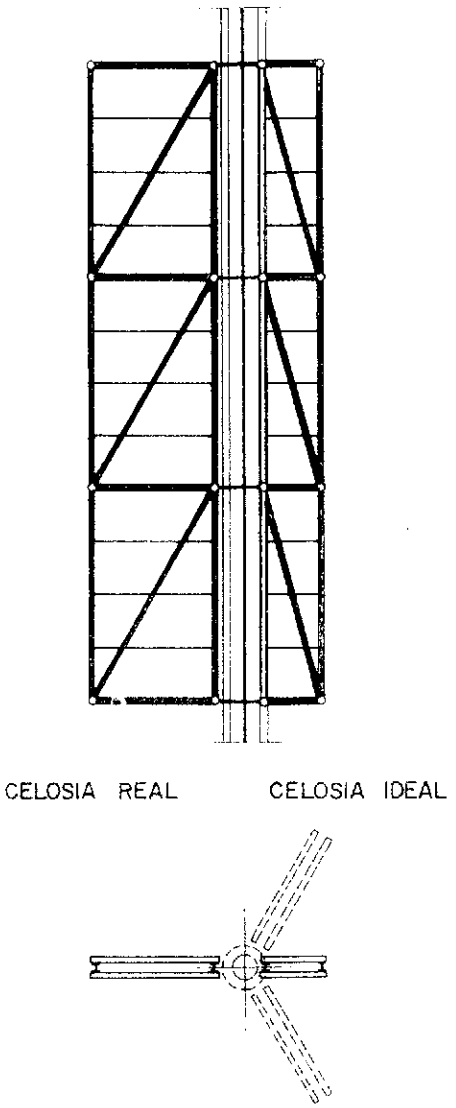


Fig. 33. Esquema de cálculo plano de la estructura modificada.

efectuar un análisis extremadamente completo de todas las solicitaciones correspondientes a los estados de ejecución, elevación, servicio, situaciones diferidas, etc. con un control muy riguroso de todas las hipótesis de superposición de estados, de acuerdo con un gran número de normas y códigos, dado el carácter excepcional de la estructura, incluyendo condiciones térmicas netas y de gradientes, condiciones reológicas, variación de las condiciones de pretensado de los diferentes grupos, viento con diferentes situaciones de incidencia, etc.

Asímismo, este estudio plano permitió optimizar los sistemas de estrella, mediante la inclusión de barras ideales y muelles, que reflejaban la respuesta real producida en la zona de fuste, analizada mediante un control local espacial.

5.4. Análisis espacial del conjunto de la estructura para el control riguroso de las solicitaciones no simétricas:

—Viento actuando en dirección normal a un plano principal; el centro de presiones no coincide con el eje del fuste, presentándose situaciones de flexión y torsión combinadas.

—Cargas verticales asimétricas en planta y con distribución profusa en alzado.

—Rotura brusca de un cable.

Estudios, mediante programas espaciales de barras, que consideraban con rigor los procesos de conexión fuste-edificio, las alternativas de planta primera con bloqueo del elemento comprimido únicamente, y una modelización apropiada de los diafragmas de las plantas, que reproducían con rigor el reparto flexional y torsional de estos elementos (Fig. nº 34).

Este tipo de análisis, además de controlar los esfuerzos especiales en los sistemas principales del fuste, uniones y estructura metálica, permitían definir con precisión las solicitaciones de las celosías externas de fachada y comprobar el adecuado reparto de solicitaciones entre las diversas subestructuras del sistema.

5.5. Estudio diferido, evolutivo, completo, teniendo en cuenta todos los aspectos reales del proceso constructivo:

—Edades diferenciadas de las diferentes tongadas del fuste, distinguiendo zonas de ejecución diarias;

—Tesados y destesados de cables provisionales y definitivos;

—Condiciones de elevación y suspensión;

—Condiciones de transferencia reales; etc.

que permitió deducir las pérdidas de tensión previsibles en los tirantes, por los fenómenos diferidos de fluencia y retracción, para su retesado al cabo de 2 años.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

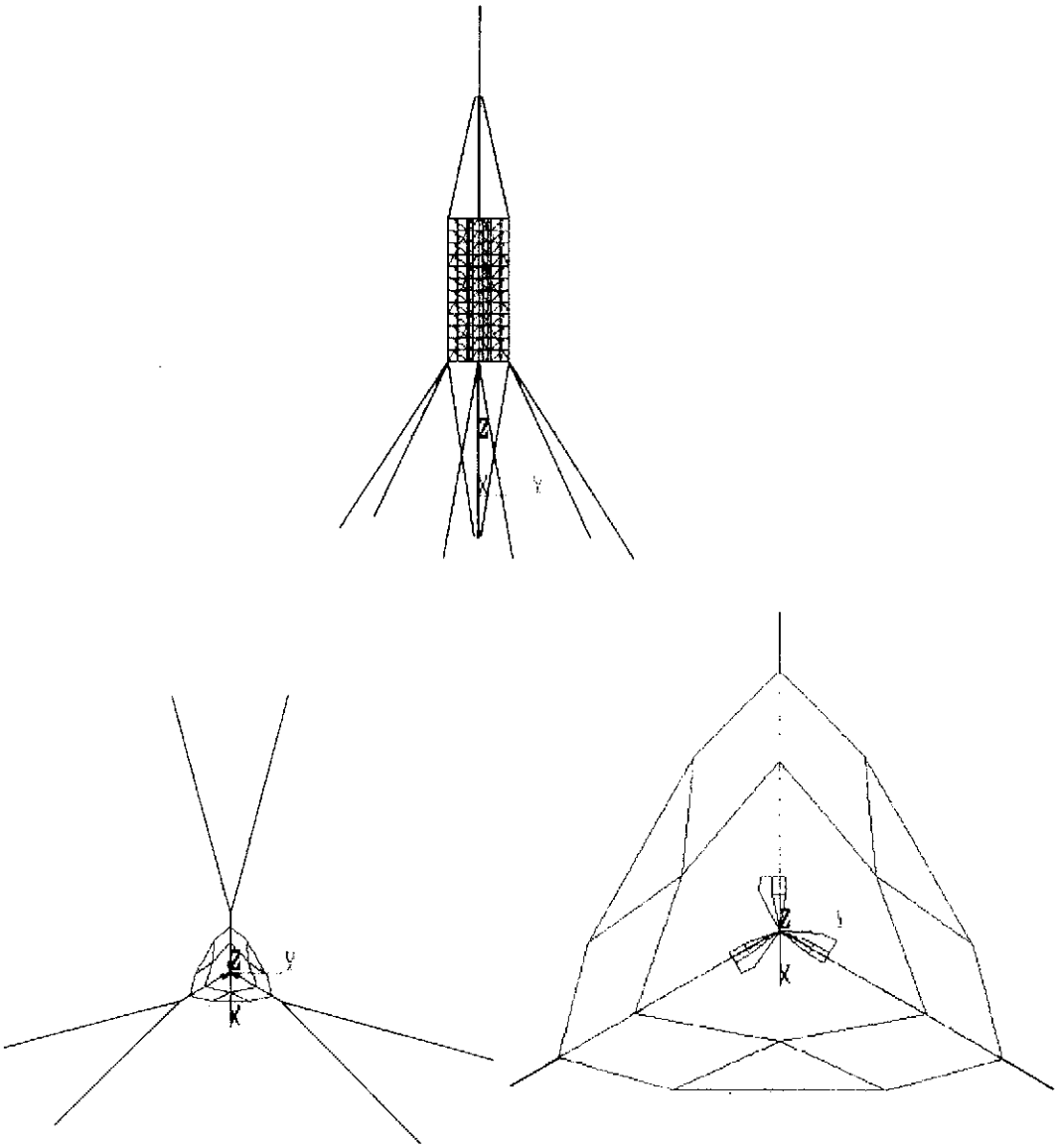


Fig. 34. Disposición adoptada para el análisis espacial de la estructura.

Este análisis se efectuó en el esquema plano señalado en el punto 3, mediante el programa especial DIFEV (Ref. 1).

5.6. Estudios locales, adicionales, llevados a cabo mediante métodos de elementos finitos, de las zonas de conexión estructura-fuste, para la determinación de los refuerzos locales de armaduras; estudios de los sistemas mensulares y bulones de las uniones principales; anclajes de los tirantes provisionales; etc.

5.7. Estudio completo de la pieza copa, bajo las solicitaciones combinadas de los gatos de elevación del edificio, de suspensión del mástil, de los tirantes provisionales C3 y de los definitivos G3, teniendo en cuenta las condiciones de interacción con las solicitaciones exteriores de viento en elevación, suspensión, etc.

5.8. Análisis de los subsistemas de rodadura y bloqueo del mástil de celosía y tubular, en las diversas fases del deslizado del mismo.

6. ASPECTOS ESPECIALES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO Y EL ANALISIS

Pero además de los aspectos analíticos antes descritos, existían una serie de factores, de interés adicional, que debían resolverse para llevar a cabo el proceso de izado y transferencia del edificio. Así, pueden citarse:

6.1. Durante el proceso de elevación, la estructura —rígida y perfectamente autoestable frente a las solicitaciones de simetría central— debía hacer frente a las acciones asimétricas de

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

flexión y torsión de carga, viento y eventual sismo. Para ello, se diseñó un doble sistema de actuación (Figura nº 35):

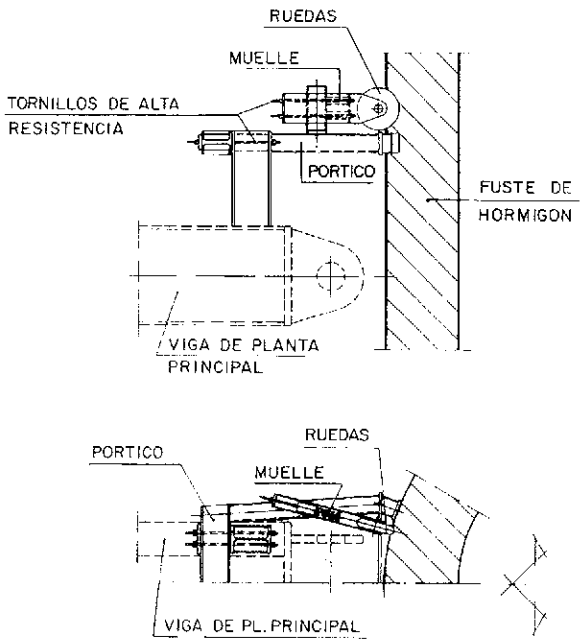


Fig. 35. Mecanismo especial para la estabilidad del edificio durante la elevación.

Por un lado, un dispositivo de rodadura, mediante ruedas actuando sobre la superficie del fuste, constituido por un grupo de 24 "bicicletas" —parejas de ruedas dispuestas a un lado y otro de cada uno de los nudos principales de vinculación de la estructura metálica al fuste— que, debidamente pretensadas mediante tornillos y resortes de muelles (Figura nº 36) para lograr una reacción de contacto inicial de 4 t por rueda, permitían el avance normal, sin paradas, con vientos de hasta 60 km/hora, sin que se presentaran bamboleos oscilantes o rotatorios del conjunto.

Los muelles permitían absorber, sin variación apreciable, las eventuales irregularidades de la superficie de hormigón —valles, montes, discontinuidades, etc.— aunque previamente se comprobó que su dimensión máxima no excedía de 2 cm.

6.2. Por otra parte, caso de que durante la maniobra de elevación del edificio se hubieran producido cambios de las condiciones límites previstas para el viento, y para todas las fases de parada y suspensión del edificio durante las operaciones de vinculación de ménsulas, se contó con un dispositivo de bloqueo o fijación, de gran rapidez de adaptación, que por medio de barras de pretensar y placas de reparto, fijaba la estructura al fuste, con acciones de 90 t, en 24 puntos próximos a las ruedas, lo cual permitía resistir vientos de hasta 175 km/hora, con un $\gamma_f = 1{,}25$. Una vez pasada la situación de emergencia, o al inicio de cada jornada de elevación, se desbloqueaba el sistema y se proseguía la operación de izado.

Como ya se ha expresado anteriormente, este sistema se empleó, durante la fase de montaje del edificio, para el arriostramiento horizontal de la estructura al fuste de hormigón.

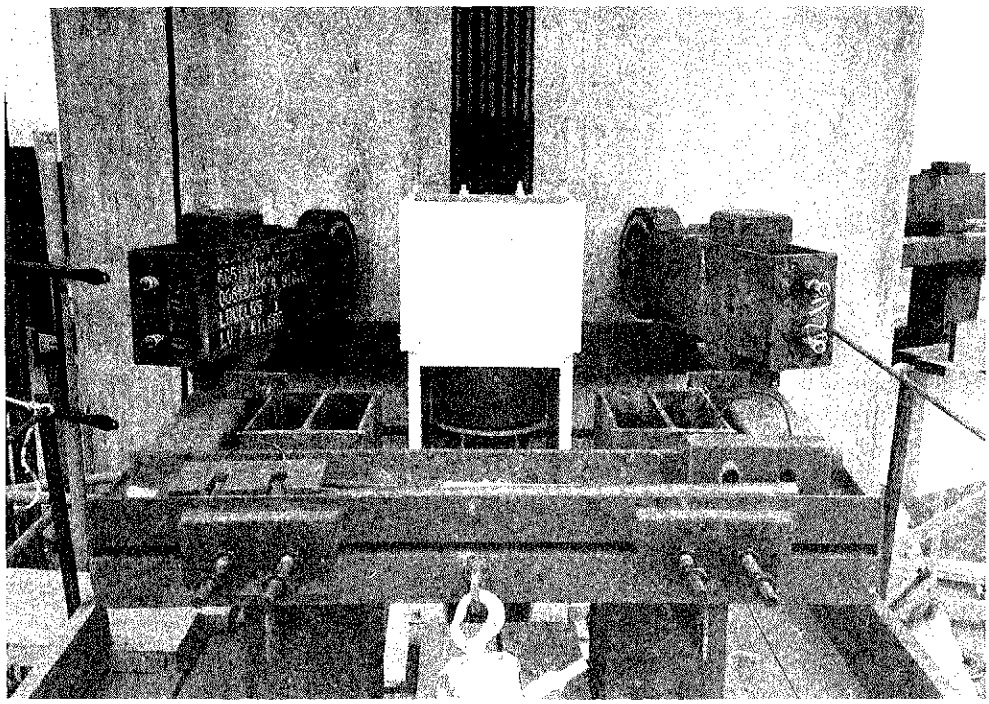
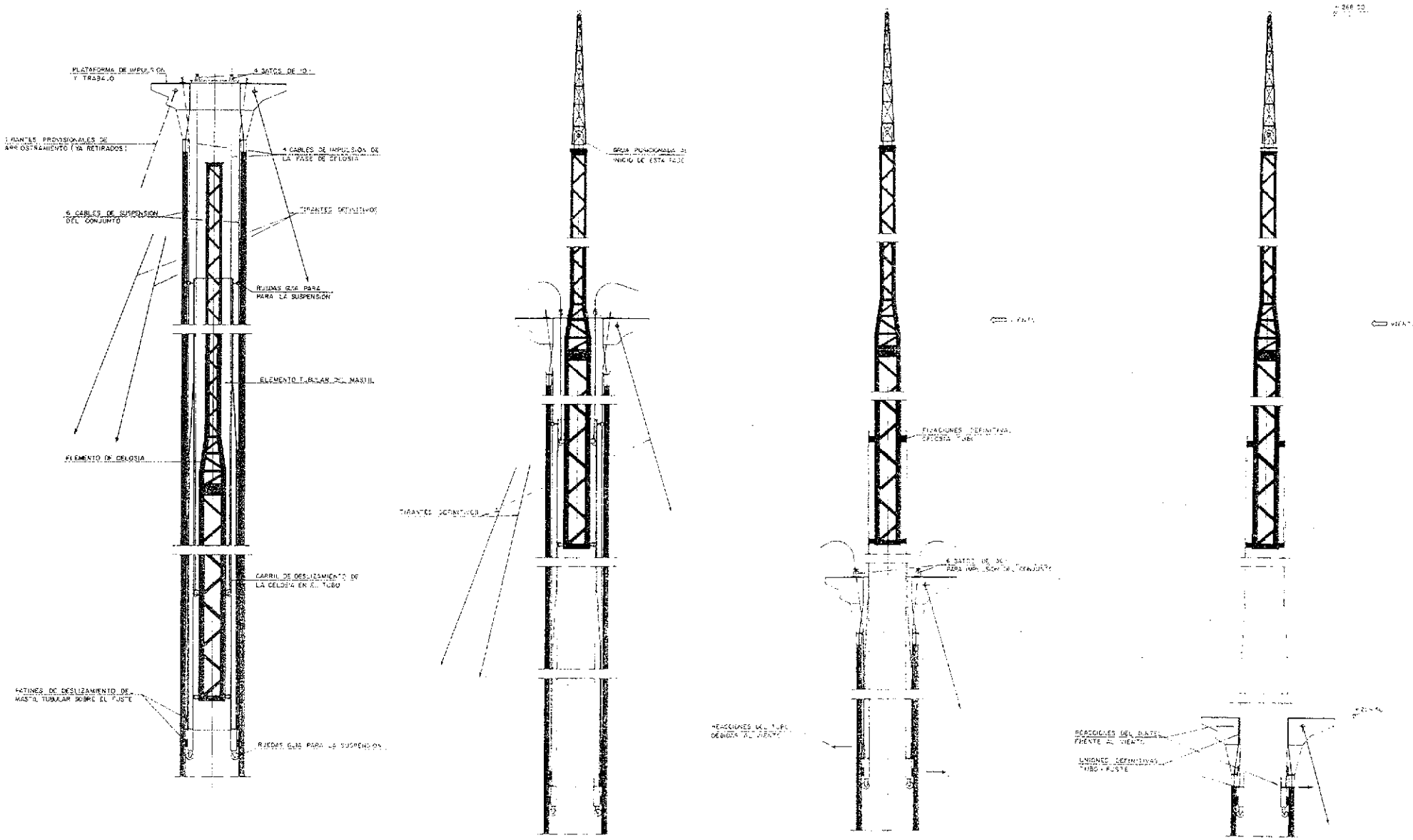


Fig. 36.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



1 SITUACION INICIAL
MASTIL RETRAIDO EN SUSPENSION

2 PRIMERA FASE DE IZADO
DESPLIEGUE DEL ELEMENTO DE CELOSIA

3 SEGUNDA FASE DE IZADO
DESPLIEGUE DEL CONJUNTO CELOSIA-TUBO

4 POSICION FINAL

Fig. 37. Proceso de doble telescopado del mástil metálico.

6.3. La transferencia de las acciones del edificio al fuste, pone de relieve las grandes ventajas que ofrecen los procesos de elevación para el control y seguridad de las grandes estructuras, sobre todo cuando su complejidad o empleo de elementos poco conocidos, pone en juego respuestas e interacciones difícilmente evaluables.

En efecto:

—Por una parte, las exigencias en las tolerancias de ejecución suelen ser muy estrictas, para lograr una disposición geométrica adecuada para las maniobras de elevación; lo cual comporta un control muy riguroso de la ejecución en taller y su posterior montaje en obra.

—Por otra, la elevación en sí es una prueba de carga muy importante para la estructura —ya que normalmente incluye un porcentaje notable de las cargas permanentes de la misma— que permite comprobar, con su respuesta, los principales aspectos del sistema y garantizar un comportamiento adecuado. Cualquier fallo o vicio oculto de ejecución que pudiera existir se hace patente en el primer momento del despegue, permitiendo retornar a la posición inicial y analizar y reparar los puntos afectados.

—Pero el aspecto más interesante se centra en la maniobra final, cuando las acciones de la izada se transfieren al sistema resistente de la estructura. Por dos causas, por ser una nueva prueba de carga en la configuración final; y, sobre todo, porque el sistema de gatos permite transferir dichas acciones con los valores previstos de reacción en los apoyos, regulando adecuadamente la transmisión y la fijación de los mismos. Esto da lugar a una exacta correlación entre los esfuerzos internos previstos y los reales; mientras que en una ejecución tradicional, el hiperestatismo interno real podría modificar sensiblemente dicha distribución: fisuraciones no previstas; faltas de concordancia internas; desnivelación de apoyos; asientos diferenciales de las cimentaciones, etc.

En el caso particular de la Torre de Collserola, el sistema de gatos permitió ir transfiriendo paulatinamente, en la secuencia y valores exactos previstos, las cargas en las cuatro plantas de vinculación, evitando esfuerzos incontrolados en todo el sistema.

Nótese que, en este caso particular, si la estrucura por una decisión o criterio no controlado se bloqueara completamente en todos sus apoyos en la fase de suspensión de forma rígida y una vez efectuada esta fijación se descargaran los gatos de izado, se produciría la transferencia de carga total y exclusivamente en los apoyos de la planta superior, y sólo por la plastificación o rotura de los vínculos de esta planta podrían transferirse cargas a las plantas inferiores previstas; todo ello debido a las especiales condiciones de la deformabilidad interna del conjunto edificio-fuste.

Esto pone de manifiesto que los sistemas de elevación presentan unas peculiaridades semejantes a las que ofrece el pretensado de estructuras; de hecho, viene a ser una variante del pretensado, ya que permiten llevar a cabo modificaciones de acciones y reacciones, en la medida que el proyectista desee, de forma de mejorar o simplificar la distribución de esfuerzos internos.

En el presente caso, se consideró apropiado incorporar, a cada planta, las reacciones teóricas deducidas con las hipótesis ideales de cálculo, que suponen el edificio totalmente terminado, y aplicar entonces la totalidad de las acciones permanentes previstas.

6.4. El doble proceso de telescopado del mástil (Figura nº 37), en principio de gran sencillez, presenta sin embargo la dificultad de tener que hacer frente, durante las fases intermedias a las eventuales solicitaciones transversales de viento. Para ello, ambos procesos contaron con un doble juego de elementos deslizantes, que proporcionan un adecuado empotramiento.

En el caso del mástil de celosía, estaba formado por cuatro ruedas metálicas de doble pestaña que rodaban sobre carriles de cuadradillo dispuestos en el interior del mástil tubular (Figura nº 38).

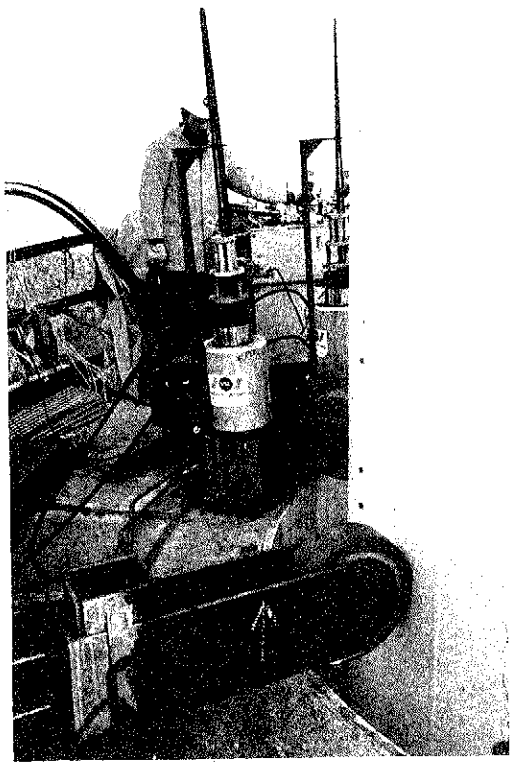


Fig. 38.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

El deslizamiento del mástil tubular (Figura nº 39), se constituía con un triple juego de 4 ruedas inferiores, situadas en los patines de apoyo provisional, combinado con un grupo de seis "bicicletas" dispuestas en la plataforma superior de la copa. Este conjunto permitía la rodadura en casi todo el proceso; sin embargo, en las fases finales del telescopado, cuando los momentos flectores transversales causados por el viento podían ser de gran importancia, se contaba con un doble juego de patines de bronce, separados 2,40 m, que podían apoyar y

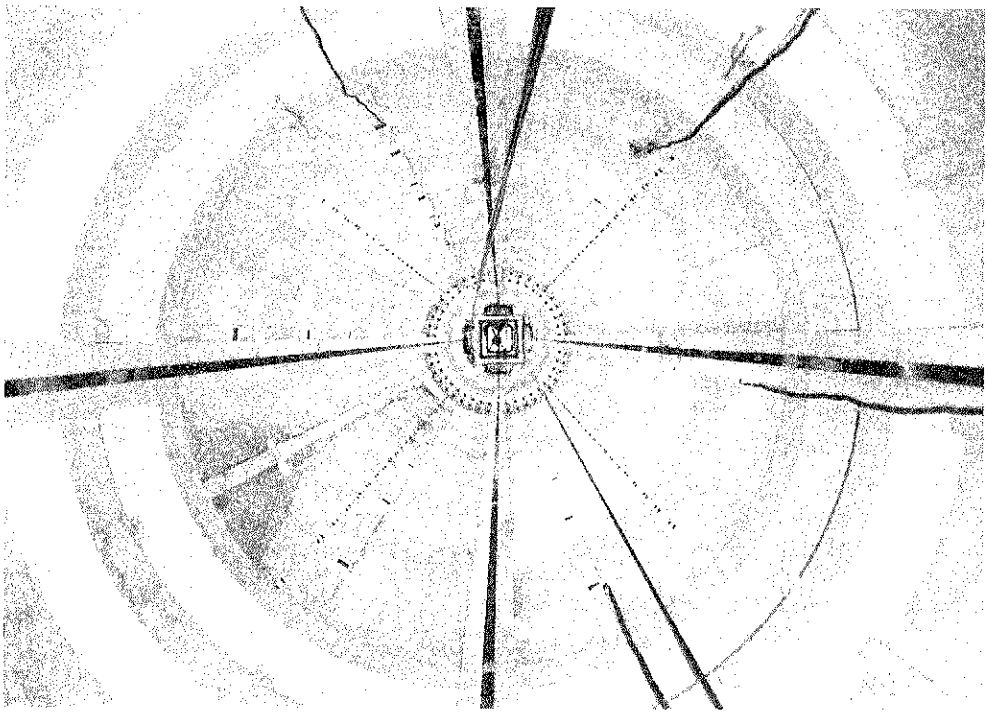


Fig. 39.

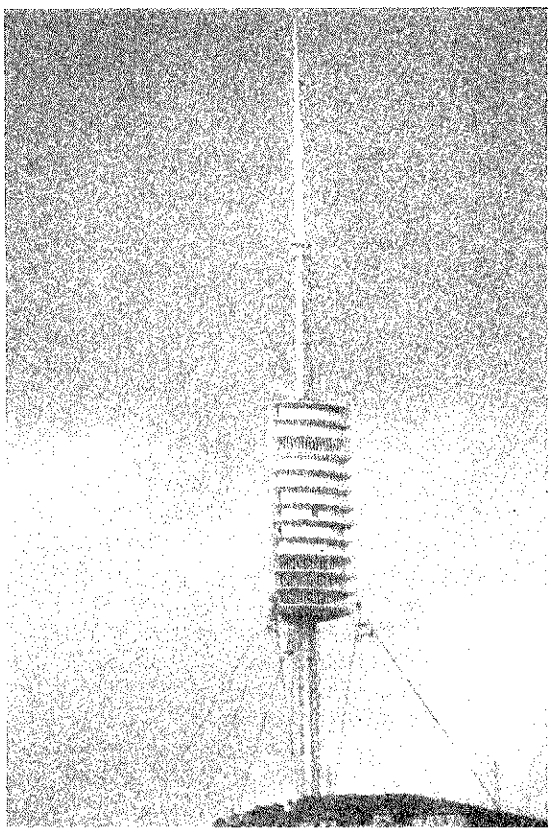


Fig. 40.

deslizar sobre bandas metálicas continuas fijadas a las paredes inferiores del fuste. En el tramo final, en el que el patín superior sale del fuste de hormigón, se utilizaba, como sistema de deslizamiento de seguridad, un juego de bandas de teflón dispuestas en la zona cilíndrica de la pieza copa, que deslizaban sobre bandas de acero inoxidable dispuestas en el extremo inferior del mástil.

El procedimiento de telescopado permitió que durante toda la maniobra —a medida que el mástil emergía del fuste de hormigón, y con el ritmo necesario para ello— pudieran colocarse, con gran sencillez, desde la plataforma de elevación, los diferentes sistemas auxiliares, comenzando por el posicionamiento de la pequeña pluma automática para el servicio de la Torre, y siguiendo con la fijación de antenas, guíacables, pasarelas, etc. y la aplicación y repaso de las pinturas de protección; sin tener que actuar posteriormente a mayor altura y con dificultades mucho mayores.

De esta manera se completaba totalmente el proceso de la ejecución de la estructura de la torre (Figura nº 40).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

RESUMEN

La Torre de Collserola, con sus 300 m de altura, posee una compleja estructura híbrida formada por la combinación de tres importantes subsistemas consistentes en:

—Un fuste cilíndrico de hormigón de gran esbeltez.

—Una potente estructura metálica y mixta que soporta los sistemas funcionales y se une con el fuste a la mitad de la altura de éste.

—Un grupo de tres familias de cables pretensados que confieren al conjunto la estabilidad y rigidez requeridas.

La estructura se completó con un mástil superior de acero que corona la torre, actuando en voladizo.

Las especiales características del edificio se complementan con un innovador proceso constructivo basado en la elevación completa de la estructura metálica construida a nivel del suelo, con un peso total de cerca de 3.000 t, hasta una altura de 84 m, en donde se une al fuste de hormigón.

De manera similar, el mástil superior de acero fue elevado por el interior del fuste de hormigón y colocado en su posición final mediante un proceso de doble telescopado.

SUMMARY

The structure of the 300 m. Collserola Tower is a hybrid system formed by three combined structural systems consisting of:

—A very slender cylindrical concrete shaft:

—A large steel and composite structure which holds the functional systems and is joined to the shaft at the middle of its height.

—A set of three families of prestressed cable stays to lend the necessary stiffness and stability to the construction.

This structure is completed by an upper steel mast which crowns the tower, acting in cantilever.

The special characteristics of the building are complemented by an innovative construction method, based on the complete lifting of the steel structure, with a total weight of nearly 3000 t., to the height of 84 m., and then joined to the concrete shaft.

Similarly, the crowning steel mast was elevated throught the interior of the shaft and placed in its final position by means of a double telescoping procedure.

* * *

Simposio internacional sobre "Fisuración de origen térmico en el hormigón a edades tempranas"

En el pasado, se han producido muchos problemas, en construcciones de hormigón, debidos a la fisuración por causas térmicas, especialmente las debidas al calor de hidratación. Se está realizando mucha investigación al respecto, en diversos países. De este modo, se están produciendo importantes avances en la medida y estimación en las tensiones de origen térmico en el hormigón.

Un Simposio Internacional sobre "Fisuración de origen térmico en el hormigón a edades tempranas" tendrá lugar en Munich (Alemania) los días 10 a 12 de Octubre de 1994, patrocinado por la Rilem y organizado por su Comité Técnico TC 119 "Evitación de la fisuración de origen térmico en el hormigón, a edades tempranas".

Los temas objeto del Simposio son los siguientes:

—Predicción y medida *in situ* de la evolución de la temperatura.

—Propiedades del hormigón a edades tempranas.

* Métodos de determinación.
* Modelización.

—Influencia de los componentes y dosificación del hormigón, y de la temperatura, en la tendencia a la fisuración del hormigón.

—Determinación de las tensiones de origen térmico a edades tempranas.

* Métodos de laboratorio.
* Medidas in situ.

—Generación de tensiones de origen térmico, a edades tempranas (axiles, flexiones).

* Condiciones de contorno - restricciones.
* Cálculo de tensiones.
* Estimación del riesgo de fisuración.

—Medidas prácticas para evitar la fisuración de origen térmico.

—Presentación de casos correspondientes al empleo de nuevas tecnologías.

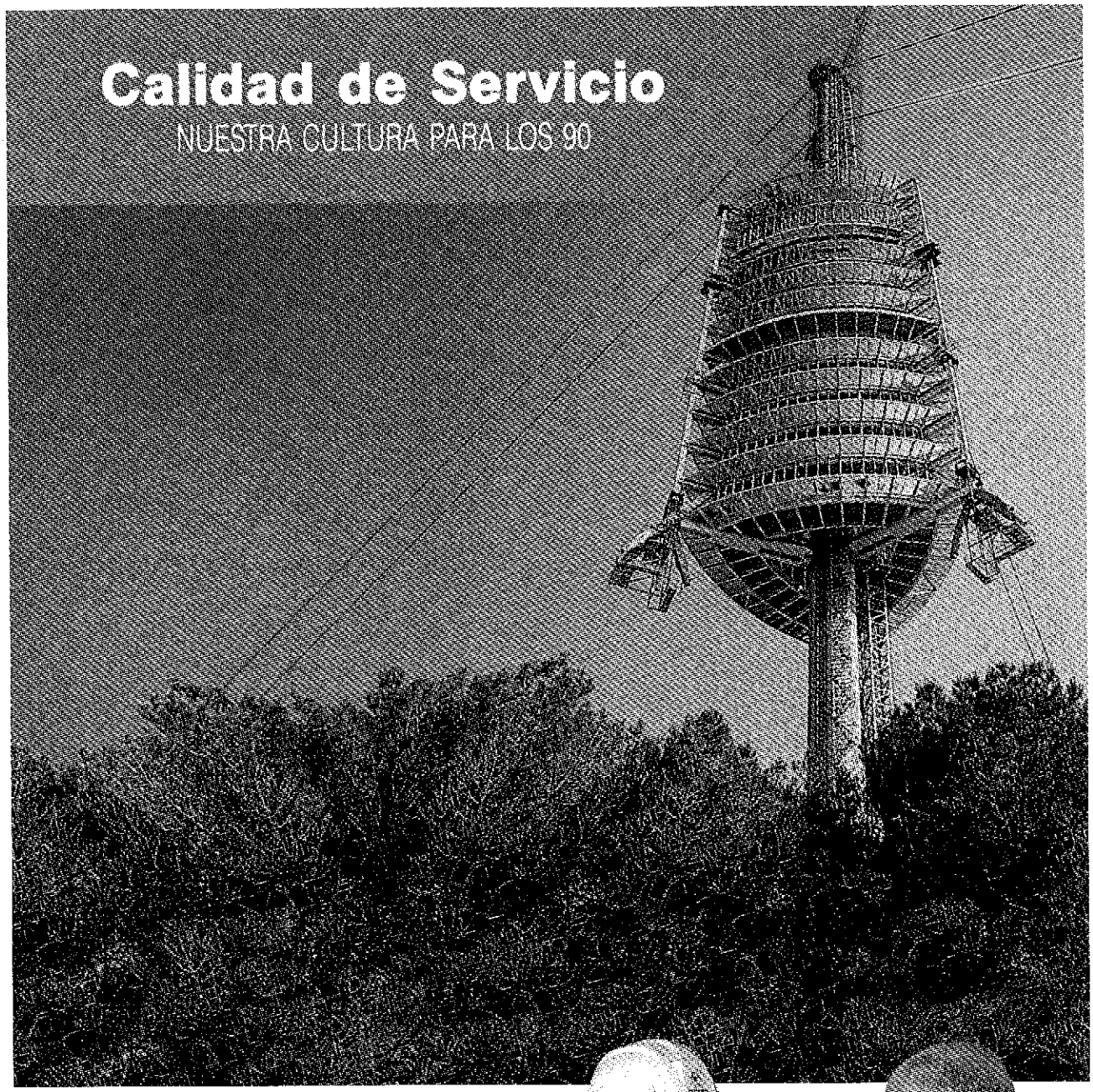
Se invita a la presentación de resúmenes (con un máximo de 300 palabras) de artículos relativos a estos temas, antes del 31 de Julio de 1993. Su aceptación, en su caso, se comunicará a los autores antes del 1 de Noviembre de 1993, debiendo presentarse el texto completo, antes del 1 de Febrero de 1994. El idioma del Simposio es el inglés. Los resúmenes deben ser enviados a la dirección siguiente:

Prof. R. Springenschmid, Technical University Munich
Baumbachstrasse 7, D 8000 Munich 60, Alemania
Tel.: (089) 889 53 10. Fax: (089) 889 53 47.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Calidad de Servicio

NUESTRA CULTURA PARA LOS 90



En un contexto en el que la tecnología y los standar de calidad hacen disminuir teóricamente, la distancia entre empresas de un mismo segmento, URSSA apuesta por la calidad de servicio.

Un concepto que, para nosotros, se traduce en:

- Una filosofía de servicios integrales: Ingeniería, proyecto de detalle, planificación, control, transporte, montaje, financiación.
- Una optimación de nuestra capacidad productiva en un clima de calidad total.
- Un estilo de relación con el cliente basado en la comunicación fluída, la capacidad de respuesta, la agilidad, el respeto escrupuloso de los plazos, la gestión coordinada....

Tres compromisos que marcan la diferencia.



URSSA
CONSTRUCCIONES METALICAS

Campo de los Palacios, 18 Tel.: 945 - 13 57 44 Fax: 945 - 13 57 92
Apdo. 284 01006 VITORIA-GASTEIZ

Paseo de la Castellana 190 - 11º E Tel.: 91 - 359 35 05 Fax: 91 - 359 61 05
28046 MADRID

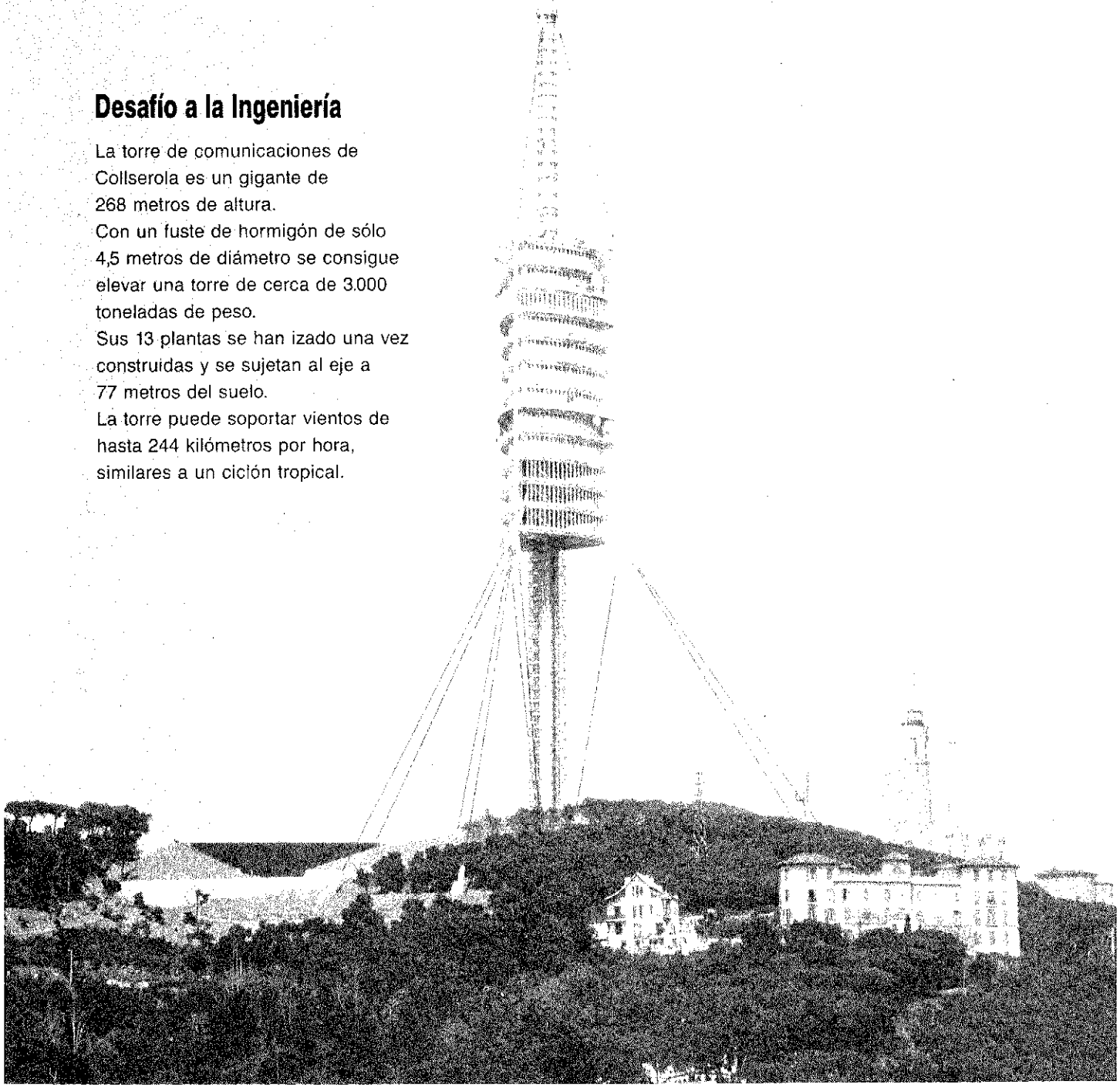
Villarías, 10 - Apto. 710 Tel.: 94 - 423 02 25 Fax: 94 - 424 58 94
48001 BILBAO

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

es el Cemento de Alta Resistencia de Uniland Cementera para la torre de comunicaciones de Collserola.

Desafío a la Ingeniería

La torre de comunicaciones de Collserola es un gigante de 268 metros de altura.
Con un fuste de hormigón de sólo 4,5 metros de diámetro se consigue elevar una torre de cerca de 3.000 toneladas de peso.
Sus 13 plantas se han izado una vez construidas y se sujetan al eje a 77 metros del suelo.
La torre puede soportar vientos de hasta 244 kilómetros por hora, similares a un ciclón tropical.



CIAC Comunicación Corporativa

UNILAND

CON EL PROGRESO TÉCNICO

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Los materiales compuestos en el sector de la construcción II. Materiales con matriz polimérica

Vicente Sánchez Gálvez
Departamento de Ciencia de Materiales
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid
M. Laura Sánchez Paradela
Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas
E.T.S. de Arquitectura de Madrid

1. INTRODUCCION

En un artículo reciente (1), los autores han pasado revista someramente a las propiedades, tipos, fabricación y utilizaciones de los materiales compuestos de matriz cementícea en el sector de la construcción. En dicho artículo se anunciaba ya la próxima publicación de un segundo trabajo analizando, de forma semejante, la segunda de las grandes familias de materiales compuestos, los polímeros reforzados con fibras (abreviadamente FRP, iniciales de "Fiber Reinforced Plastics").

Así pues, en este artículo se describen someramente los tipos, fabricación, propiedades y principales utilizaciones, en el sector de la Construcción, de los materiales poliméricos reforzados con fibras, coloquialmente conocidos como plásticos reforzados o FRP.

2. LOS POLIMEROS REFORZADOS CON FIBRAS (FRP)

Los materiales poliméricos, conocidos comúnmente como materiales plásticos, se utilizan ampliamente en el sector de la Construcción, en aplicaciones tan diversas como diferentes son estos materiales entre sí (2). Así por ejemplo, entre otras muchas utilizaciones, el cloruro de polivinilo se emplea para fabricación de tuberías, suelos y perfiles de ventana, el polipropileno y el polietileno en placas y tuberías, el poliestireno expandido y el poliuretano alveolar para aislamientos, los policarbonatos y el polimetacrilato de metilo como vidrios orgánicos, el neopreno para apoyos, las resinas epoxi como adhesivos, etc. Es importante destacar que el sector de la Construcción es el que mayor cantidad de plásticos consume, con valores del orden de las 210.000 toneladas por año, en España (2).

Sin embargo, la utilización de los materiales poliméricos en aplicaciones estructurales se ve muy limitada, pues en general poseen resistencia y rigidez reducidas, por lo que en tales casos es frecuente el empleo de refuerzos que permitan mejorar tales propiedades.

Generalmente, el refuerzo de los materiales plásticos se lleva a cabo incorporando fibras de alta resistencia, con lo que se obtienen materiales compuestos con propiedades muy superiores a las que poseen cada uno de los materiales constitutivos.

Las fibras proporcionan la resistencia y la rigidez necesarias, mientras que la matriz polimérica protege a las fibras y las mantiene cohesionadas y en la posición adecuada.

Entre las fibras de alta resistencia existentes, por razones económicas, en el sector de la Construcción se utilizan, casi exclusivamente, las fibras de vidrio para el refuerzo de materiales plásticos. Otras fibras de elevadas propiedades mecánicas, tales como la fibra de aramida (Kevlar) o de carbono, que ya se utilizan ampliamente para el refuerzo de materiales plásticos en sectores tales, como el aeroespacial, automóvil o deportivo, aún no han entrado plenamente en el sector de la Construcción, aunque es de esperar su irrupción, en los próximos años, para aplicaciones especiales, como veremos al final de este trabajo.

La tabla 1 muestra algunas propiedades importantes de fibras comerciales, que se utilizan para el refuerzo de materiales plásticos (3).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

TABLA 1

Propiedades mecánicas de algunas fibras comerciales

Fibra	Densidad (Kg/m^3)	Tensión de rotura (GPa)	Módulo de elasticidad (GPa)	Diámetro (micras)
Vidrio E	2.600	3,5	84	10
Vidrio S	2.500	4,55	91	10
Grafito T 400	1.800	3,0	210	7,6
Grafito HMG 50	1.800	2,15	390	8,2
Aramida (Kevlar 49)	1.450	2,8	130	11

Por lo que respecta a las matrices poliméricas, aún cuando muchos plásticos podrían ser utilizados para la producción de FRP, la matriz más utilizada en el sector de la Construcción es, sin duda, la matriz de poliéster, tanto por razones económicas como por facilidad de ejecución, seguida a gran distancia por las resinas epoxi y acrílicas. De hecho, las iniciales FRP se utilizan también para designar el poliéster reforzado con fibras, por ser la resina más ampliamente empleada. La tabla 2 resume algunas de las propiedades más importantes de las resinas de poliéster sin reforzar (4).

TABLA 2

Propiedades típicas de la resina de poliéster

Densidad (Kg/m^3)	1.280
Tensión de rotura (MPa)	45-90
Resistencia a compresión (MPa)	100-250
Resistencia a impacto (KJ/m^2)	1,8-2,4
Módulo de Elasticidad (GPa)	2,5-4,0
Alargamiento (%)	2
Dureza (Rockwell M)	100-115
Conductividad térmica (W/mºC)	0,2
Coeficiente de dilatación $(ºC)^{-1}$	$100\text{-}110.10^{-6}$

3. FABRICACION DEL FRP

En este apartado, resumimos brevemente los métodos de fabricación más ampliamente utilizados para la producción de elementos de FRP y más concretamente de GRP (poliéster reforzado con fibras de vidrio) por ser este material el de mayor utilización en el sector de la Construcción (5).

Los distintos procedimientos pueden dividirse en dos grandes grupos. El primero, podríamos denominarlo de moldes abiertos, en el que el material está en contacto con el molde en una sola cara; es el método más empleado para la producción de elementos resistentes en Ingeniería Civil. El segundo, que podría denominarse de moldes cerrados, engloba los métodos en que el material compuesto adquiere la forma entre dos moldes (molde y contramolde); es el método utilizado para la fabricación de componentes pequeños, en muchos casos para aplicaciones distintas de las del sector de la Construcción.

Entre los *métodos de moldes abiertos,* podemos destacar el moldeo manual por contacto, el moldeo por proyección simultánea y el moldeo por enrollamiento.

En el *moldeo manual* por contacto se parte de la propia fabricación del molde, que muchas veces es también de GRP. Sobre el molde se aplica una fina capa de un agente desmoldeante, seguida de una capa de resina de superficie, denominada "gel coat", que será la encargada de proteger a la fibra del exterior y proporcionar a la superficie exterior la apariencia y textura deseadas. A continuación se depositan sucesivas capas de fibra de refuerzo y resina catalizada que se consolidan manualmente con rodillo o cepillo hasta lograr el espesor deseado. La fibra de refuerzo puede disponerse en forma de tejidos o de mantas de hilos cortados (mat).

El *moldeo por proyección simultánea,* requiere menos mano de obra. En este caso se proyecta sobre el molde, por medio de una pistola de proyección, fibra de vidrio cortada y resina. La fibra y la matriz de resina se compactan a continuación por medio de un rodillo. El procedimiento requiere habilidad del operario de la pistola para controlar el espesor del material compuesto y para mantener constante el contenido de fibra.

El *moldeo por enrollamiento,* universalmente conocido como "filament winding", se utiliza para fabricación de tubos y depósitos de presión, que exigen resitencias altas tanto en dirección longitudinal como circunferencial. Se utiliza fibra en forma de hilos continuos (rovings)

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

que pasan a través de un baño de resina catalizada, donde se impregnan, y posteriormente se arrollan sobre un mandril en rotación. La tensión de los hilos, la orientación de los mismos (ajustable por la velocidad relativa de la bobina y del mandril) y el porcentaje elevado de refuerzo aportan excelentes propiedades mecánicas. A cambio, exige una importante inversión en material.

Entre los *métodos de moldes cerrados,* citaremos el moldeo por compresión, en caliente o en frío, pultrusión, inyección de resina y centrifugación.

En el *moldeo por compresión* la fibra y la resina catalizada se sitúan entre dos moldes metálicos (molde y contramolde) que se hacen coincidir bajo presión. La prensa puede ser en frío, en cuyo caso se utiliza únicamente el calor exotérmico de la polimerización para calentar la pieza (proceso lento pero que no requiere elevadas inversiones) o en caliente, en cuyo caso se calientan artificialmente los dos moldes. Las presiones necesarias para el moldeo por compresión en caliente dependen del proceso seguido: moldeo de preforma, preimpregnado o premezcla (premix).

En el *moldeo de preforma* se obtiene previamente la preforma, para lo cual se dispersan hilos cortados y aglomerados con un ligante, sobre un molde metálico perforado, de la forma de la pieza que se va a fabricar y dotado de aspiración interior; el conjunto, molde metálico más fibra, se introduce en una estufa a 150ºC durante dos a tres minutos, donde polimeriza el ligante. La preforma, a continuación, se sitúa entre los platos de la prensa caliente.

En el *moldeo de preimpregnados,* denominado también SMC, se utiliza una lámina de fibra de vidrio impregnada de resina de poliéster (prepreg), que se suministra arrollada en forma de tambores y protegida en las dos caras por una delgada película de plástico. El proceso comienza cortando la cantidad necesaria de la lámina, retirando las películas de protección y situando entre los moldes de la prensa el número de capas precisas. Debido a la presión y al calor, el material fluye uniformemente para producir un compuesto homogéneo.

En el *moldeo de premezclados,* o DMC, se sitúa entre los moldes una premezcla que contiene la resina de poliéster, el catalizador, las cargas y la fibra de vidrio, usualmente en la forma de hilos cortados. La premezcla fluye fácilmente, por lo que rellena completamente el espacio entre los moldes. Estas premezclas pueden también emplearse para el moldeo por inyección, en cuyo caso el material se inyecta en el molde por medio de un cilindro de inyección.

En el proceso de *pultrusión* se producen perfiles por tracción continua, a través de un molde-hilera caliente, de las fibras de refuerzo (bobinas, tejidos o mantas) preimpregnadas de resina.

En el *moldeo por inyección* de resina, se sitúa el refuerzo de fibra en el espacio entre molde y contramolde, que deben ser muy rígidos y herméticamente cerrados. A continuación se inyecta la resina hasta que rebosa por un agujero abierto en la parte superior del molde. Entonces se sella el conducto de entrada y se deja polimerizar.

En el *moldeo por centrifugación,* el refuerzo, que puede ser de hilos cortados, manta o tejido, se deposita, junto con la resina, en el interior de un molde de revolución o cilindro que gira rápidamente. La impregnación se efectúa por efecto de la fuerza centrífuga.

La tabla 3 resume las propiedades mecánicas del GRP, según el proceso de fabricación utilizado (6).

TABLA 3

Propiedades mecánicas del GRP, según el proceso de fabricación utilizado

Procedimiento de fabricación	Refuerzo	Contenido de fibra (%)	Densidad relativa	Módulo de elasticidad (GPa)	Tensión de rotura (MPa)
Moldeo por contacto	Hilos cortados Tejido	25 a 35 40 a 50	1,4-1,5 1,55-1,65	7,2-9 11,4-15	85-115 180-260
Moldeo por proyección	Hilos cortados	25 a 35	1,4-1,5	7,2-9	85-115
Inyección de resina	Hilos cortados y mantas	20 a 30	1,35-1,45	6,3-8,1	70-90
Moldeo por compresión	Preformas Preimpregnados Premezcla	60 a 65 25 a 40 15 a 25	1,8-1,85 1,4-1,6 1,8-1,9	19-21 8-11 8,3-9,8	340-380 90-150 50-70
Centrifugación Enrollamiento Pultrusión	Hilos cortados Hilos continuos Hilos continuos	35 a 40 65 a 75 60 a 75	1,5-1,55 1,85-2,0 1,8-2,0	9-10,2 36-45 30-45	120-130 1000-1300 900-1300

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

4. VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS FRP FRENTE A MATERIALES TRADICIONALES

Para aplicaciones en Construcción, los plásticos reforzados con fibras ofrecen varias ventajas frente a materiales tradicionales, pero también presentan algunos inconvenientes que es preciso resaltar si se pretende una utilización racional de los mismos.

Las *ventajas principales* son las siguientes:

1. *Fácil conformado.* Como se vió en el apartado anterior, es muy sencillo conformar estos materiales para lograr la configuración deseada. Esta característica permite producir elementos estructurales que alcancen las mayores resistencias, rigidez u otras propiedades mecánicas, utilizando la menor cantidad de material. Entre los materiales tradicionales, únicamente el hormigón posee esta propiedad.

2. *Resistencia, ligereza, tenacidad.* Dada su elevada resistencia y tenacidad, los FRP pueden utilizarse en secciones muy delgadas, lo que conlleva una gran ligereza y, por tanto, una gran reducción del peso propio del elemento. Es ésta una propiedad que difícilmente puede lograrse con el hormigón.

3. *Fabricación a medida.* Esta propiedad, denominada en la literatura anglosajona "tailorability", consiste en la posibilidad que ofrecen todos los materiales compuestos, de poder ser diseñados específicamente para lograr las propiedades mecánicas requeridas.

4. *Transparencia.* En secciones delgadas, los FRP transmiten gran cantidad de luz. Esta característica es importante para algunas aplicaciones en las que se desea tener simultáneamente protección del exterior, resistencia estructural y transmisión de la luz.

Por el contrario, los *principales inconvenientes* de estos materiales, son:

1. *Poca rigidez.* A pesar del refuerzo de las fibras, la rigidez de los FRP, dada por el Módulo de Elasticidad, es muy baja comparada con la del acero o la del aluminio, y es del orden de la del hormigón. Así pues, para utilizarlos eficientemente, se debe aprovechar la facilidad de conformado para producir elementos que posean rigidez por la forma.

2. *Coste.* Comparados con los materiales tradicionales, el coste por unidad de peso de los FRP es elevado. No obstante, debido a su ligereza, pueden conseguirse ahorros en manipulación y transporte, que compensen en parte el coste del material.

3. *Durabilidad.* A diferencia de los materiales tradicionales, cuya utilización se remonta a siglos atrás y por consiguiente se conoce bien su comportamiento a largo plazo, estos materiales se utilizan desde hace relativamente pocos años, por lo que existe una cierta incertidumbre sobre su durabilidad. Así pues, es recomendable utilizarlos en aplicaciones en las que, en caso necesario, sea fácil su sustitución sin merma para el funcionamiento ni la seguridad de la construcción.

4. *Susceptibilidad al fuego.* Todos los materiales poliméricos existentes se destruirían por un fuego, como el que puede tener lugar en un edificio. Algunos arden rápidamente, otros más lentamente, pero, en cualquier caso, es un factor que debe tenerse presente en las aplicaciones prácticas de los FRP.

5. UTILIZACIONES DEL GRP EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

Dos estructuras de gran importancia, realizadas en GRP, han desempeñado un papel relevante para mostrar las posibilidades del material. Se trata de la cúpula levantada en Bengassi, en 1968, y la estructura de la cubierta del aeropuerto de Dubai, construido en 1972.

Como ya se insistió en el apartado precedente, los plásticos, en general, poseen un Módulo de Elasticidad reducido, por lo que su utilización en elementos estructurales implica diseñar componentes que consigan la necesaria rigidez por su forma. Desde hace tiempo se sabe que las estructuras espaciales tales como cúpulas, bóvedas, paraboloides hiperbólicos y láminas plegadas, poseen una rigidez propia de su geometría y poco dependiente de la rigidez del material.

Así pues, las principales utilizaciones del GRP se basan en estructuras en forma de lámina delgada, en la que la lámina no solamente sirve para encerrar un espacio, sino que también contribuye a resistir las cargas externas.

Las *principales utilizaciones* del GRP en el sector de la Construcción pueden englobarse en los siguientes apartados (4):

—Placas plegadas
—Láminas
—Estructuras
—Paneles de fachada

El sistema de *placas plegadas* es probablemente la forma más popular de utilización del GRP. Generalmente, se emplea para cubiertas y pueden ser prismáticas, piramidales, prismoidales y compuestas. Como ejemplo, podemos citar la cubierta del Nuevo Covent Garden Flower Market, en Londres (figura 1).

Las *cubiertas laminares* constituyen también una aplicación frecuente del GRP en el sector de la Construcción. Pueden ser de una sola cur-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

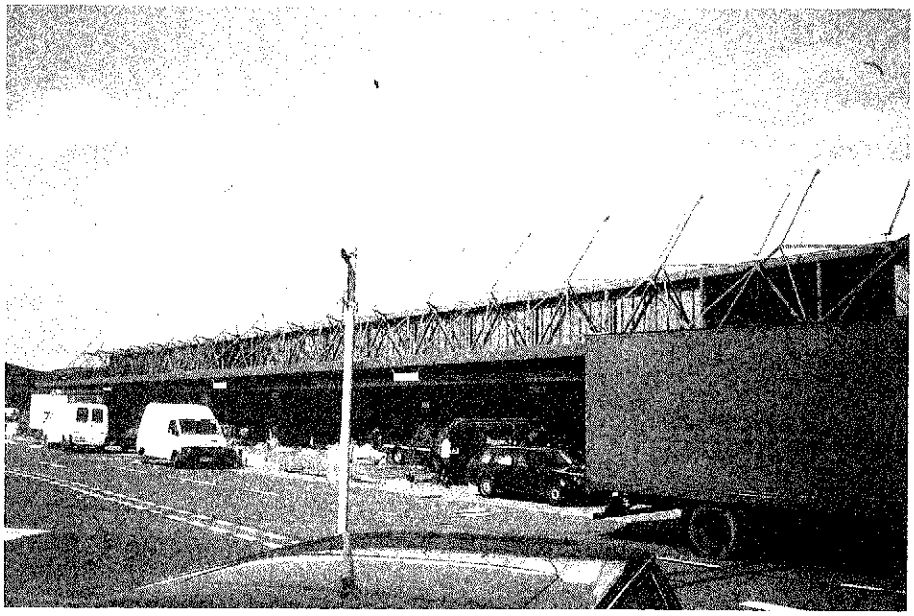


Fig. 1.

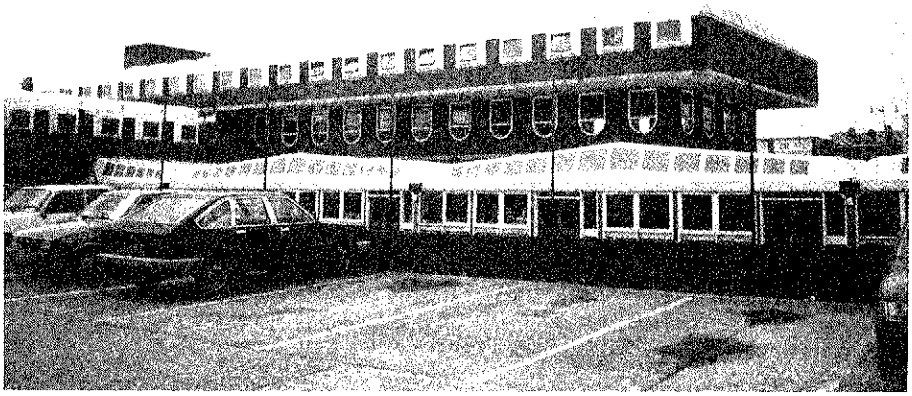


Fig. 2.

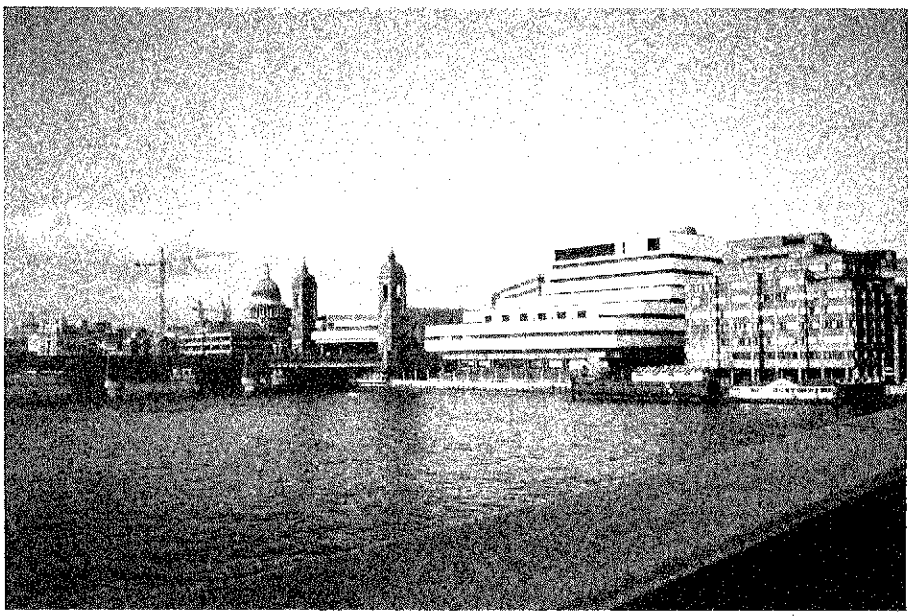


Fig. 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

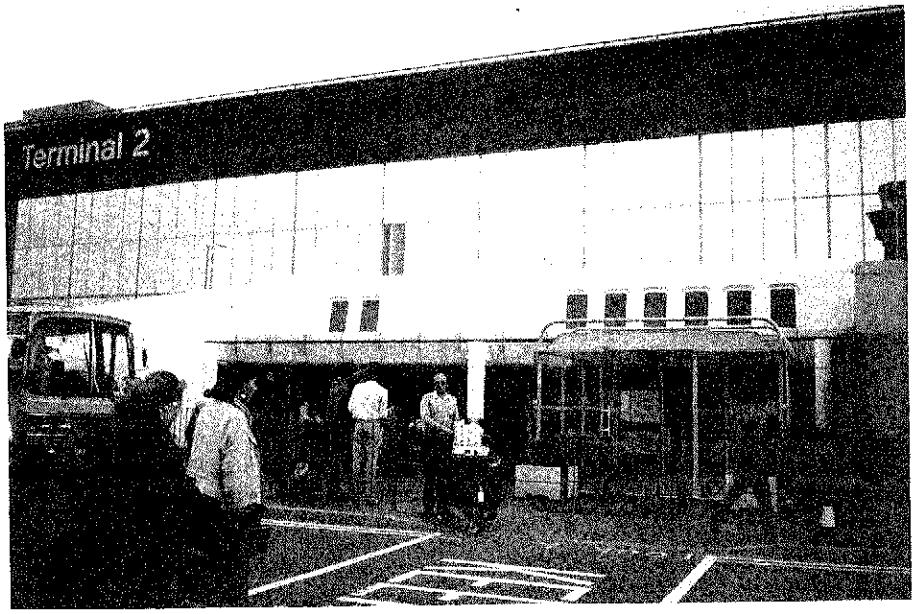


Fig. 4.

vatura (bóvedas) o de dos curvaturas y, en este caso, ambas curvaturas pueden tener el mismo signo, lo que lleva a la cúpula, o distinto signo, de cuyo caso es un ejemplo significativo el paraboloide hiperbólico.

Aunque poco utilizada, la técnica de pultrusión permite la fabricación de piezas de GRP de gran contenido en fibras y, consecuentemente, elevada resistencia y rigidez, por lo que puede emplearse para la construcción de *estructuras resistentes*. Como ejemplos pueden destacarse la cubierta de la Escuela Morpeth, en Stepney, Londres, construida en 1973 (figura 2) y la chimenea de Hendon, erigida en 1970.

La utilización del GRP en *paneles de fachada* utiliza convenientemente su ligereza y resistencia para soportar las cargas de viento, nieve y mantenimiento, para lograr competir con materiales tradicionales en construcciones industrializadas. Ejemplos de estas aplicaciones son el Mondial House, en Londres (figura 3), el American Express Building, en Brighton, los accesos a la terminal 2 del aeropuerto de Heathrow (figura 4) y el edificio de la Unión Iberoamericana de Seguros, en Madrid (figura 5).

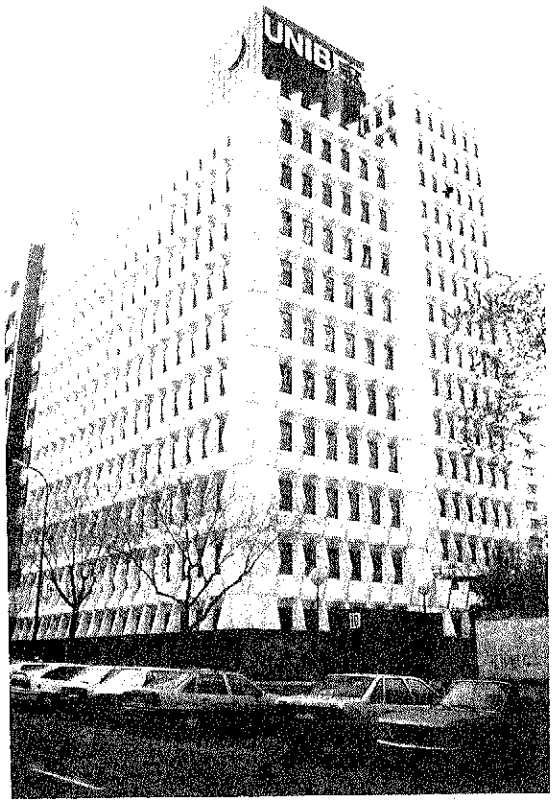


Fig. 5.

6.UTILIZACION DEL FRP EN LA INGENIERIA CIVIL

Debido a razones económicas, los plásticos reforzados con fibras solamente se utilizan en la Ingeniería Civil, como sustitutivos de materiales tradicionales, en aquellas aplicaciones especiales en las que sus buenas propiedades de resistencia a la corrosión, ligereza o incluso sus propiedades magnéticas, les permiten competir con aquéllos. Hasta este momento, se han utilizado para fabricar cables de alta resistencia que sustituyen a los cables de acero como armaduras activas del hormigón pretensado, para producir barras que sustituyen al acero de armar y para fabricar perfiles en sustitución de los perfiles de acero en estructuras.

La producción de cables de alta resistencia en FRP, como sustitutivos del acero de pretensado es muy reciente. En principio, resulta lógico pensar en la utilización de cables de FRP en puentes atirantados, por la reducción de peso

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

que permiten respecto de los cables de acero y porque se evita el costoso y complicado proceso de protección frente a la corrosión. Algo similar puede pensarse de los cables de anclaje al fondo, de las plataformas marinas, donde el peso del cable puede ser un factor importante, especialmente para grandes profundidades. Finalmente, la utilización de cables de FRP para pretensar el hormigón, además de tener la ventaja de la reducción de peso, ofrece la posibilidad del pretensado exterior a la estructura, ya que no existen problemas de corrosión y no es necesario, por tanto, proteger el tendón. El pretensado exterior puede ser una buena solución para reparación de estructuras antiguas, o cuando se desee tener la posibilidad de desmontar fácilmente la estructura. Finalmente, el pretensado exterior permite reducir el espesor de las almas de la estructura, que pueden incluso dejar de ser macizas y convertirse en una celosía, como es el caso del puente de Boubiyan, Kuwait, construido en 1982 (7).

Así pues, en la Ingeniería Civil, las primeras aplicaciones resistentes de los FRP se han dirigido hacia la sustitución de cables de acero de alta resistencia. La extensión de la utilización de este material exige, sin embargo, resolver dos dificultades importantes: conseguir resistencia y rigidez elevadas y fabricar sistemas de unión y anclaje eficaces.

El primer material fabricado con este propósito, desarrollado por la casa Bayer y denominado comercialmente Polystal, estaba constituido por resina de poliéster reforzada con fibras de vidrio E unidireccionales, con contenido de fibras en torno al 65% en volumen (80% en peso) (8).

Tras resolver los problemas de anclaje y llevar a cabo un extensísimo programa de ensayos, las primeras aplicaciones prácticas, en las que se utilizó fueron una pasarela de peatones, de 50 m, en Berlín (Marienfelde) (figura 6) y para pretensar el puente de Ulenbergstrasse, en Düsseldorf (9).

Más recientemente, se han utilizado cables de Polystal para reparar la estación de metro de Mairie d'Ivry, en París (figura 7), cuya bóveda presentaba grietas en una longitud de 110 m. La neutralidad electromagnética de los cables de Polystal ofrece una ventaja adicional sobre los cables de acero, para este tipo de empleos. Las últimas utilizaciones de este material para cables de pretensado, de las que se tienen noticias, han sido el pretensado del puente Schiessbergstrasse, en Leverkusen, con dos vanos de 16,30 m de luz y un vano central de 20,40 m y el puente Notsch, en Karnten, Austria, con tres vanos de 13, 18 y 13 m de luz (10).

Posteriormente, se han desarrollado nuevos cables de FRP utilizando fibra de aramida, con lo que se ha conseguido aumentar notablemente, tanto la resistencia como la rigidez. En Inglaterra, la empresa ICI desarrolló el cable denominado comercialmente "Parafil" constituido por resina de poliéster reforzada con fibra de Kevlar (11). En Alemania, la empresa Enka desarrolló la fibra aramídica Twaron, similar al Kevlar, con la que se fabrican los cables denominados comercialmente "Arapree" (12).

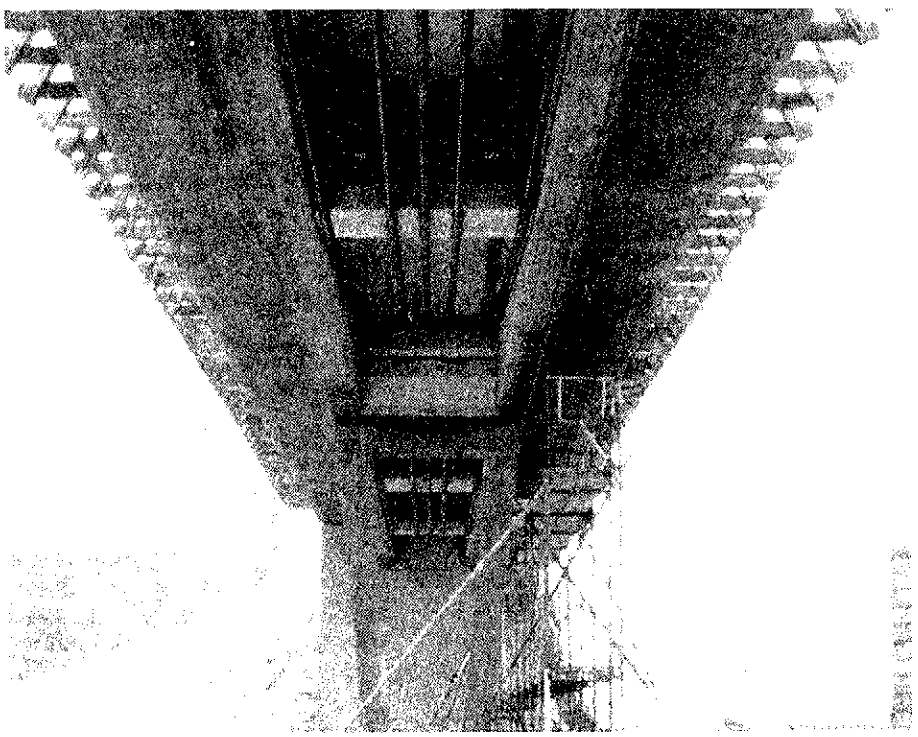


Fig. 6.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

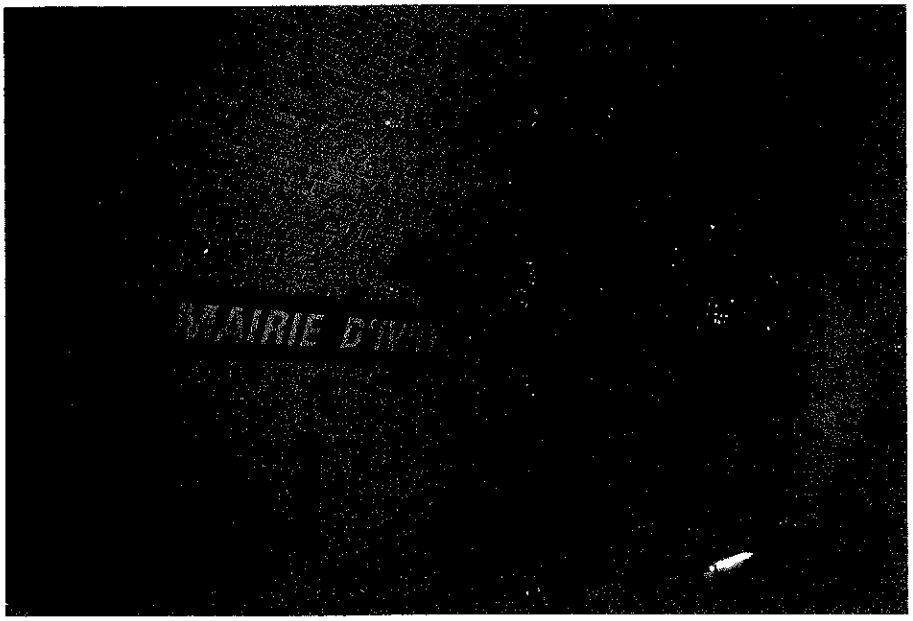


Fig. 7.

La tabla 4 resume las propiedades mecánicas más importantes de los materiales citados, comparándolas con las del acero de pretensado.

El empleo de barras de GRP en sustitución del acero de armar es aún más reciente. En Estados Unidos existen dos empresas que fabri-

TABLA 4

Propiedades mecánicas típicas del FRP utilizados para pretensar el hormigón

Propiedad	Acero	Polystal (68% fibras)	Arapree	Parafil G
Resistencia (MPa)	1800	1670	3000	1900
Límite elástico (MPa)	1600	—	—	—
Alargamiento (%)	6	3,3	2,4	1,5
Módulo elástico (GPa)	210	51	125-130	126
Densidad (g/cm^3)	7,85	2,0	1,25	1,45

Además de las citadas realizaciones importantes en Alemania, los cables de FRP se están utilizando en aplicaciones tan diversas como postes pretensados, para barreras acústicas, traviesas de ferrocarril de hormigón pretensado (12) y, finalmente, debemos destacar la reparación de tres grandes torres de enfriamiento de la Central de Thorpe Marsh, cerca de Doncaster, Inglaterra, reforzadas externamente con cables Parafil (13).

En España, los ingenieros A. Aparicio y J. Casas, en un proyecto de voladizos para la calzada lateral del II Cinturón de Ronda de Barcelona, proyectaron el pretensado de la estructura de hormigón, con cables de Arapree (14). Lamentablemente, por necesidades de plazo de ejecución, finalmente se ha pretensado con cables de acero.

can barras de armar de GRP (15). Aunque escasean los datos de adherencia de estas barras con el hormigón, se vienen utilizando desde hace unos 10 años en aplicaciones especiales en las que la neutralidad electromagnética del material es imprescindible. Tal es el caso, por ejemplo, de la construcción de estructuras que deben soportar las modernas instalaciones de resonancia nuclear magnética de algunos hospitales.

Finalmente, destacaremos que también se han utilizado perfiles de GRP fabricados por el método de pultrusión, que tratan de competir con los perfiles metálicos tradicionales, para la construcción de estructuras. De nuevo, las aplicaciones más importantes se centran en casos en que la ligereza del material y, muy especialmente, su neutralidad electromagnética, le convierten en el más idóneo. Tal es el caso de las

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

estructuras de las 4 torres del Sun Bank Building en Orlando, Florida, fabricadas con EXTREN (marca comercial de GRP extruido de la empresa Morrison Molded Fiber Glass) que albergan antenas de radio y televisión y que exigían el empleo de un material invisible a las ondas electromagnéticas (16).

7. REFERENCIAS

1. Sánchez Gálvez, V. y Sánchez Paradela, M.L. "Los materiales compuestos en el sector de la Construcción. I. Materiales con matriz de cemento". Hormigón y Acero, 183, 2º trim. 1992, pp. 109-118.

2. Copé, R. "Les Materiaux dans le bâtiment: Vers l'age des polymeres". Jornadas COTEC sobre las Nuevas Tecnologías y el Sector de la Construcción. Madrid. Marzo 1992, pp. 173-178.

3. Sánchez Gálvez, V. "Física de la Plasticidad". Servicio de Publicaciones R.O.P. Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid. 1986.

4. Hollaway, L. "Glass Reinforced Plastics in Construction". Surrey University Press. Glasgow, 1978.

5. Leggat, A. "GRP and Buildings". Butterworths. London, 1984.

6. Cristalería Española. "Catálogo Vetrotex".

7. Aparicio Bengoechea, A. "Los puentes del futuro". OP. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 20, Verano 1991, pp. 6-21.

8. Iglesias, C. "Los cables de materiales compuestos aplicados a la construcción de puentes de hormigón pretensado". Hormigón y Acero, 171, 2º trim. 1989, pp. 153-160.

9. Wolff, R. y Miesseler, H.J. "New materials for prestressing and monitoring heavy structures". Concrete International, Sept. 1989, pp. 86-89.

10. Miesseler, H.J. y Wolff, R. "Experience with fiber composite materials and monitoring with optical fiber sensors". Advanced Composites Materials in Civil Engineering Structures. Proc. of the Spec. Conf. Las Vegas, Nevada, 1991. American Society of Civil Engineers, pp. 167-181.

11. Kingston, D. "Development of parallel fibre tensile members". Symp. on Engineering applications of Parafil ropes, 1988. Imperial College of Science and Technology, pp. 7-11.

12. Reinhardt, H.W.; Gerritse, A. y Werner, J. "Arapree: a new prestressing material going into practice". FIP Notes 1991/4, pp. 15-18.

13. Burgoyne, C.J. "Structural applications of Type G Parafil". Symp. on Engineering applications of Parafil ropes, 1988. Imperial College of Science and Technology, pp. 39-47.

14. Casas Rius, J.R. "Aspectos tecnológicos de los nuevos materiales en los puentes". OP. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 20, Verano 1991, 99. pp. 24-37.

15. Ballinger, C. "Development of Composites for Civil Engineering". Advanced Composites Materials in Civil Engineering Structures. Proc. of the Spec. Conf. Las Vegas, Nevada, 1991. American Society of Civil Engineers, pp. 288-301.

16. Liskey, K. "Structural applications of pultruded composite products". Advanced Composites Materials in Civil Engineering Structures. Proc. of the Spec. Conf. las Vegas, Nevada, 1991. American Society of Civil Engineers, pp. 182-193.

RESUMEN

Los materiales poliméricos reforzados con fibras (FRP) se utilizan en el sector de la Construcción en cantidades crecientes. Dentro del amplio abanico, el material más utilizado es el poliéster reforzado con fibras de vidrio (GRP). En el artículo se presentan los distintos métodos de producción del GRP y las propiedades mecánicas del material compuesto, según el método de fabricación utilizado. Se muestran también los distintos tipos de utilizaciones de los FRP en el sector de la Construcción y en el sector de la Ingeniería Civil, analizando sus ventajas e inconvenientes frente a los materiales tradicionales.

SUMMARY

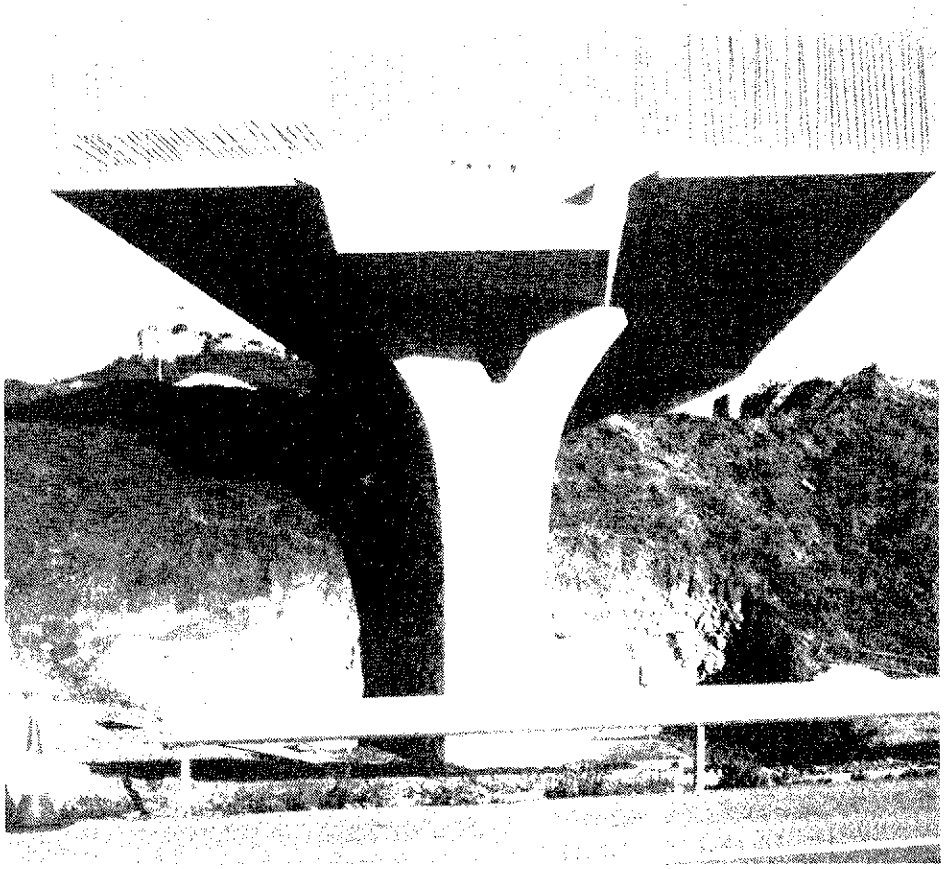
Fiber Reinforced Polymers (FRP) are being increasingly used in Building and Civil Engineering. Among them, the most widely used material is Glassfiber Reinforced Polyester (GRP). In this paper, different production methods of GRP are presented as well as the mechanical properties achieved. On the other hand, main utilisations of FRP in Building and Civil Engineering are also shown, their advantages and disadvantages compared to traditional materials being analyzed.

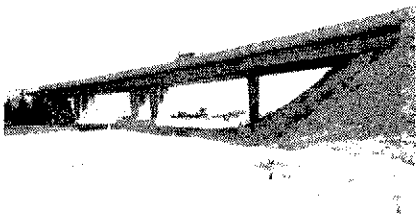
Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

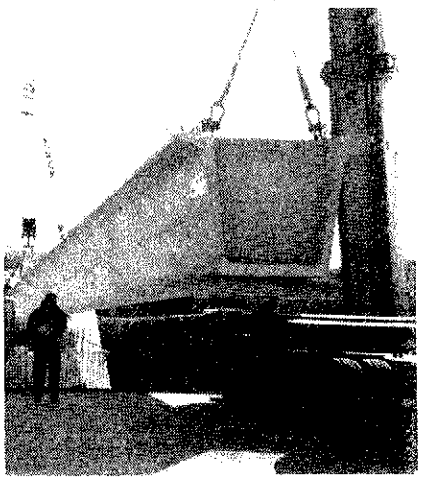
PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

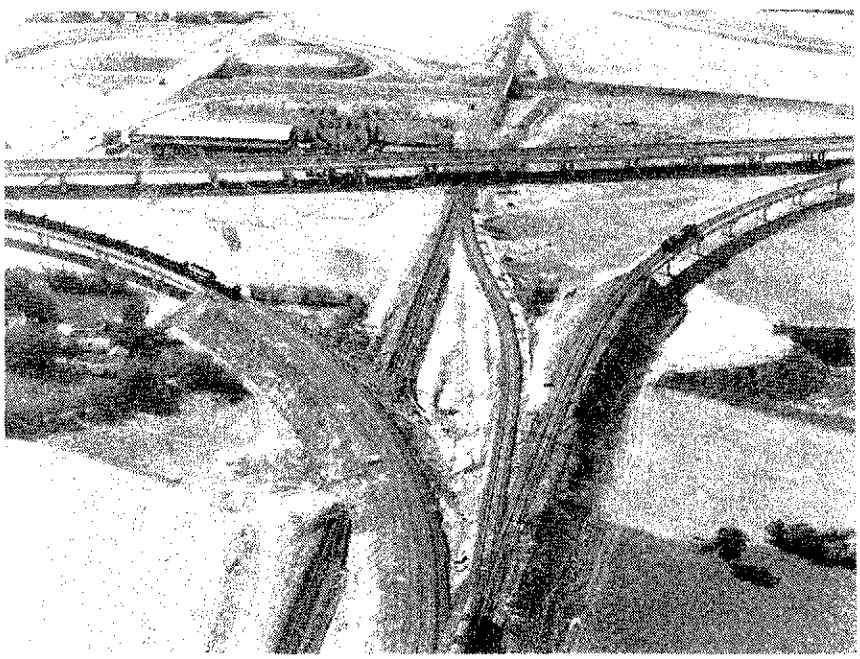
ALVISA

PUENTES - NAVES INDUSTRIALES - FORJADOS









ANDUJAR
Polígono Industrial Ave María - Apart. 248.
Tel: 953/50 63 00 JAEN

BARCELONA
Avda. Josep Tarradellas, 8-10, 5º, 1ª.
Tel: 93/439 82 33

GRANADA
c/ Divina Pastora, 9. Portal 11 - Bajo.
Tel: 958/27 46 86

HUESCA
Paseo Lucas Mallada, s/n.
Tel: 974/22 39 00

MONZON
Carretera de Lérida, s/n.
Tel: 974/40 07 80 HUESCA

TORREJON DE ARDOZ
Carretera de Torrejón-Loeches, km. 4,200.
Tel: 91/675 04 50 MADRID

ZARAGOZA
Paseo de la Constitución, 31.
Tel: 976/23 75 02

MADRID: DIRECCION COMERCIAL
c/Orense, 10-12. Tel: 91/555 05 35

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A. (FCCSA).—Paseo de la Castellana, 118-4.ª planta. 28046 Madrid.
FREYSSINET, S.A.—General Perón, 24. 28020 Madrid.
GRACE, S.A.—Apartado 523. 08080 Barcelona.
HORMIGONES GERONA, S.A.—Lorenzana, 45. 17002 Gerona.
HORMIGONES PROYECTADOS, S.A.—Avda. Príncipe de Asturias, 63. 08012 Barcelona.
HUARTE, S.A.—Oficina Técnica.—Avda. General Perón, 40-C-4.º. 28020 Madrid.
IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.—Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.—Referencia 8501. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).—Avda. de Burgos, 11. 28036 Madrid.
INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A. (IDASA).—Pérez Cepeda, 5 y 7. 15004 La Coruña.
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA).—José Abascal, 53-2.ª planta. 28003 Madrid.
INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S.A.—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.
INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS (INTECSA). Biblioteca.—Orense, 70. 28020 Madrid.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.—Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.
LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES.—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
MECANOGUMBA, S.A.—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
PACADAR, S.A.—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.—Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).
PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).—Padre Damián, 42-1.º-D. 28036 Madrid.
SENER, TECNICA INDUSTRIAL Y NAVAL, S.A.—Avda. del Triunfo, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).
SIKA, S.A.—Carretera Madrid-Irún, Km. 14,500. Polígono Industrial. 28100 Alcobendas (Madrid).
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE ESTUDIOS PARA LA COMUNICACION FIJA A TRAVES DEL ESTRECHO DE GIBRALTAR, S.A. (SECEGSA).—Estébanez Calderón, 3-1.º-A. 28020 Madrid.
TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).—Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.
TREFILERIAS DEL NORTE, S.A.—Carretera de Zorroza a Castrejana, 150. Apartado 590. 48080 Bilbao.
TREFILERIAS QUIJANO, S.A.—Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A. (TYCSA).—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).
VSL IBERICA, S.A.—Paseo de la Castellana, 117-2.º-dcha. 28046 Madrid.

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 23/11/2026



asociación técnica
española del pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026