HORMIGÓN y acero

nº 243

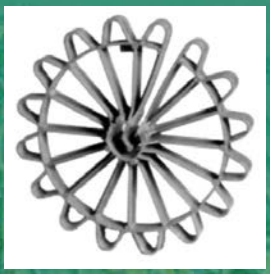
Primer trimestre de 2007

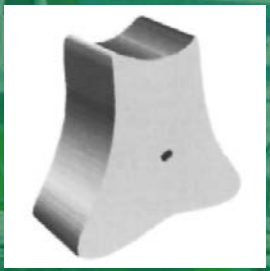
Asociación Científico-técnica
del Hormigón Estructural
http://www.e-ache.net

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Separadores de Hormigón

Soluciones inteligentes de BASF Construction Chemicals





Cada elemento, por pequeño que sea, forma parte de un conjunto. Por eso en Basf cuidamos la calidad de nuestros distanciadores y accesorios para los encofrados con el mismo esmero que el más técnico de nuestros sistemas, desarrollando un producto adecuado para cada uso, desde los sencillos distanciadores para pequeños recubrimientos de hormigón hasta los más complejos para pilotes y pantallas.

BASF
The Chemical Company

BASF Construction Chemicals España, S.L.
Basters, 15 - 08184 Palau-solità i Plegamans (Barcelona)
Tel:+34 93 862 00 00 Fax:+34 93 862 00 20 www.basf-cc.es basf-cc@basf-cc.es

Les agradecería me remitieran más información sobre Separadores de Hormigón.

Sr./a:. ..... Empresa: .....

Actividad: ..... Dirección: .....

Población: ..... C.P.: .....

Telf: ..... Fax: ..... e-mail: .....

BASF Construction Chemicals España, S.L. Basters, 15 - 08184 Palau-solità i Plegamans (Barcelona) **HO.AC.**

Los datos que Vd. nos facilita serán incluidos en el fichero de BASF Construction Chemicals España, S.L. para la relación comercial con Vd. Los datos facilitados son necesarios, por lo que su cumplimentación es obligatoria. Vd. tiene el derecho de acceso, rectificación, cancelación y oposición, que podrá ejercitar comunicándolo por carta a:
BASF Construction Chemicals España, S.L. (Atención al Cliente, c/ Basters, 15. Palau-solità i Plegamans, Barcelona)

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Foto de portada: Viaducto Arroyo de las Piedras.

HORMIGÓN y acero

Índice

REALIZACIONES

Viaducto "Arroyo las Piedras" Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas 5-38
"Arroyo las Piedras" viaduct. The first Composite Steel-Concrete High Speed Railway Bridge in Spain
F. Millanes, J. Pascual y M. Ortega

CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Ampliación de determinadas estructuras existentes en la zona noroeste de la M-30 41-50
Enlargement of some existing structures in the northwest section of M-30
R. Domínguez, J.A. Torroja, J.Mª. de Villar, L. de Sobrón, J. Mª Olaguíbel y J.R. Rosado

INVESTIGACIONES

Análisis experimental de las vibraciones causadas por el viento en el puente sobre el río Tajo ("Arcos de Alconétar") 51-66
Experimental analysis of the wind induced vibrations of the bridge over the river Tagus ("Alconétar Arches")
V. Puchol

Diseño de laminados de material compuesto para el refuerzo a flexión de estructuras de hormigón mediante las recomendaciones europeas 67-92
Design of FRP plates for flexural strengthening concrete structures using European design guidelines
R. Perera y F. de B. Varona

Dimensionamiento y verificación del hormigón estructural mediante el método de los campos de tensiones 93-102
Dimensioning and check of structural concrete using the stress field method
A. Muttoni y M. Fernández

OPINIÓN Y DEBATE

Consideraciones respecto al cálculo según el CTE de muros de fábrica sometidos a cargas laterales 103-108
Remarks about calculation of masonry walls subjected to lateral loads according CTE
J. Estévez Cimadevila, E. Martín y D. Otero

RINCÓN DE ACHE

In Memoriam. Pedro Jiménez Montoya 109-110

EDITAN:

ache

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (C.S.I.C.)

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.

DIRECTOR:
Luis Mª Ortega Basagoiti

VOCALES:
Pilar Alaejos Gutiérrez
Juan Luis Alcalá Sánchez
José Mª Arrieta Torrealba
Miguel Ángel Astiz Suárez
Jaime Fernández Gómez
Jaime C. Gálvez Ruiz
Jesús Gómez Hermoso
David Izquierdo López
José Antonio Llombart Jaques
Francisco Morán Cabré
Antonia Pacios Álvarez
Santiago Pérez-Fadón Martínez
Javier Ripoll García-Mansilla
Jesús Rodríguez Santiago
Julio Vaquero García
José Mª de Villar Luengo

ASESORES:
Antonio Aguado de Cea
Ángel Aparicio Bengoechea
Juan Carlos Arroyo Portero
Alex Barbat Barbat
Manuel Burón Maestro
Pilar Crespo Rodríguez
Ramón del Cuvillo Jiménez
David Fernández Ordóñez
Enrique González Valle
Javier León González
Rafael López Palanco
Antonio Marí Bernat
Julio Martínez Calzón
Francisco Millanes Mato
Carlos Siegrist Fernández

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 artículo 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.

Hormigón y Acero:
E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos
Avda. Profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02

Depósito Legal: M-853-1958
ISSN: 0439-5689
Diseño: María del Pozo
Imprime: Invoprint, S.L

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos como **Miembros Patrocinadores** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

ACCIONA INFRAESTRUCTURAS
Avda. de Europa, 18
28108 ALCOBENDAS (Madrid)

AGUAS Y ESTRUCTURAS, S.A. (AYESA)
Pabellón de Checoslovaquia - Isla de la Cartuja
41902 SEVILLA

ALATEC, S.A.
José Echegaray, 14 - Parque Empresarial Las Rozas
28230 LAS ROZAS (Madrid)

ANEFHOP
Bretón de los Herreros, 43 - bajo
28003 MADRID

ASOC. NACIONAL PREF. Y DERIVADOS CEMENTO (ANDECE)
Paseo de la Castellana, 226 - Entreplanta A
28046 MADRID

ASSOCIACIÓ DE CONSULTORS D'ESTRUCTURES
C/ Gran Capitá, 2-4. Edifici Nexus
08034 BARCELONA

CALIDAD SIDERÚRGICA
C/ Orense, 58 - 10º
28006 MADRID

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.
C/ Orense, 10
28020 MADRID

CEDEX (Laboratorio Central)
Alfonso XII, 3. 28014 Madrid

COLEGIO DE INGENEROS DE CAMINOS
Almagro, 42
28010 MADRID

CONSEJO GENERAL COLEGIOS ARQUITECTOS TÉCNICOS
Paseo de la Castellana, 155 - 1º
28046 MADRID

CYPE INGENIEROS, S.A.
Avda. Eusebio Sempere, 5 Bajo
03003 ALICANTE

DRAGADOS, S.A.
Avda. Tenerife, 4-6 - Edificio Agua, 1ª planta
28700 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (Madrid)

E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS - DPTO. MECÁNICA
Ciudad Universitaria, s/n
28040 MADRID

ESTEYCO, S.A.
Menéndez Pidal, 17
28036 MADRID

EPTISA CINSA INGENIERÍA Y CALIDAD, S.A.
Avda. Iparraguirre, 82
48940 LEOIA (vizcaya)

EUROCONSULT
Avda. de lo Cortao, 17 - Zona Industrial Sur
28700 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (Madrid)

FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.
Acanto, 24 - 4º
28045 MADRID

Grupo Mecánica Estructural S.L
C/ Amílcar González Díaz, 18
Arafo (SANTA CRUZ DE TENERIFE)

FUNDACIÓN LABEIN
Parque Tecnológico de Bizkaia - C/ Geldo - Edificio 700
48160 DERIO (Bilbao)

HILTI ESPÑOLA, S.A.
Avda. Fuente de la Mora, 2 - Edificio I
28050 MADRID

IECA
José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
Serrano Galvache, s/n
28033 MADRID

INSTITUTO PARA LA PROMOCIÓN DE ARMADURAS CERTIFICADAS (IPAC)
Orense, 58 - 10º D
28020 MADRID

INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCIÓN
Avda. de Elche, 164
03008 ALICANTE

INTEINCO
Serrano, 85-2º dcha.
28006 MADRID

INTEMAC
Mario Roso de Luna, 29 - Edif. Bracamonte
28022 MADRID

PRAINSA
Madrazo, 86.- Entlo. 1ª
08021 BARCELONA

S.G.S. TECNOS, S.A.
C/ Trespaderne, 29.
28042 Madrid

ZUBIA INGENIEROS
República Argentina, 22 - 2.º , Oficina 7
36201 VIGO (Pontevedra)

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos como **Miembros Protectores** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

AEFACER
acesa abertis
ANFOR Anclajes y Formaciones en Roca, S.L.
armatek Sistema Constructivo
ARPO Empresa Constructora, S.A.
BBR PTE BBR Pretensados y Técnicas Especiales, S.L.
VSL
CTT STRONGHOLD
Grup Ciments Molins
Colegio Ingenieros Técnicos Obras Públicas
Col·legi d'Aparelladors i Arquitectes Tècnics de Girona
Col·legi d'Arquitectes de Catalunya
Gobierno de La Rioja Vivienda, Obras Públicas y Transportes
DRACE
DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL DSI
EMESA Trefilería
Eptisa Grupo EP
ferrovial AGROMAN
Formigons Girona, S.A.
freyssinet
Fundación Agustín de Bertancourt
G.O.C.
GRACE Construction Products
Grupo Prainsa
idom
Julián Arumí, S.L. Prefabricados de Hormigón
mecanoGumba
MK4
OHL
PACADAR
PERI Encofrados Andamios
prefabricados Castelo
prevalesa Prefabricados de Hormigón
PROES
Sett Sociedad de estudios del territorio e ingeniería S.A.
Siegrist y Moreno S.L.
SR structuralresearch
tecpresa
Tierra Armada
TORROJA INGENIERÍA
TYCSA PSC
TZ ingeniería

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Puente sobre el río Deba

IDEAM

Ingeniería de Puentes y Estructuras

C/ Velázquez 41, 1º A. 28001 Madrid
Teléfono 91 435 80 84. Fax 91 576 31 62
general@ideam.es

Proyecto y Asistencia Técnica a la Dirección de obra:

Francisco Millanes Mato (IDEAM)
Antonio Carnerero Ruiz (IDEAM)
Mario Guisasola Ron (ANTA)

***Dirección del contrato.* Diputación Foral de Guipúzcoa:**

Jose María Sarasola Yurrita
Asís Hernando Aracama

Ámbitos de actuación:

- **Puentes y Obra Civil en Carreteras, Autovías, Líneas de Ferrocarril y Alta Velocidad.**
- **Estructuras Singulares.**
- **Edificación y Centros Públicos.**

Actividades:

- **Estudios, Anteproyectos y Proyectos.**
- **Control y Vigilancia de Obras.**
- **Proyectos de Rehabilitación y Refuerzo.**
- **Inspección y Diagnóstico.**
- **Apoyo Técnico a Constructoras y Promotoras.**
- **Direcciones de Obra.**

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Viaducto "Arroyo las Piedras" Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas

"Arroyo las Piedras" viaduct The first Composite Steel-Concrete High Speed Railway Bridge in Spain

Francisco Millanes Mato
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM, S.A. Madrid

Javier Pascual Santos
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM, S.A. Madrid

Miguel Ortega Cornejo
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM, S.A. Madrid

RESUMEN

El presente artículo describe una solución innovadora en el proyecto de puentes mixtos para ferrocarril de alta velocidad. El Viaducto "Arroyo las Piedras", proyectado por IDEAM, es el primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad españolas.

Esta solución extiende al ámbito ferroviario las soluciones en cajón estricto que desde hace años vienen desarrollándose en España para los puentes de carretera. El diseño se centra en las clásicas soluciones bijácena, habituales en Europa, modificadas para, manteniendo las ventajas constructivas de las mismas, proporcionar una respuesta resistente más propia de las secciones cajón. Asimismo, la doble acción mixta frecuentemente utilizada en las áreas de flexión negativa se generaliza a toda la longitud del tablero para dotarle de la rigidez a torsión necesaria para el adecuado control de la respuesta dinámica bajo el paso excéntrico de vehículos ferroviarios por una sola vía.

También se describen en el artículo otros aspectos de interés, como detalles específicos para mejorar la resistencia de las almas frente a las reacciones concentradas durante el empuje del tablero, algunos aspectos ligados al diseño antisísmico, así como los controles de deformabilidad de las pilas durante el proceso de empuje del viaducto.

1. DESCRIPCIÓN DEL VIADUCTO

El puente sobre el Arroyo de las Piedras es el primer puente mixto para las líneas de ferrocarril de alta velocidad españolas. Se ubica en la Línea de Alta Velocidad entre Córdoba y Málaga. La tipología estructural es una viga continua con luces 50,4 + 17 x 63,5 + 44 + 35 metros. En el momento de su proyecto y construcción constituyó el viaducto de mayor luz de su tipología en el ámbito de los puentes de ferrocarril de alta velocidad, 0,50 m por encima de la del viaducto de Orgon en el "TGV Mediterranée" francés. En las figuras 1a y 1b se aprecia el alzado del viaducto.

La altura de las pilas es reseñable, pues varias de ellas superan los 93 metros (Fig. 2). El puente se ha construido

SUMMARY

The paper describes an innovative solution in composite steel-concrete bridges for high speed railway lines. Designed by IDEAM, the "Arroyo las Piedras" Viaduct is the first composite steel-concrete high speed railway bridge in Spain.

This solution brings the strict box girder methods developed in Spain for road bridges over the last few years to railway lines. The new design focuses on typical twin plate girder solutions, frequently used in Europe, but modified to improve them with strict box girder capabilities, whilst keeping their construction advantages. Likewise, the double composite action frequently used in b gging areas is made general along the whole length of the bridge to provide it with the torsional stiffness required for adequately controlling the dynamic response when railway stock eccentrically runs along a single track.

The paper also describes additional aspects of interest, such as specific details to improve web resistance to concentrated reactions whilst the deck is being pushed, some anti-seismic design

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

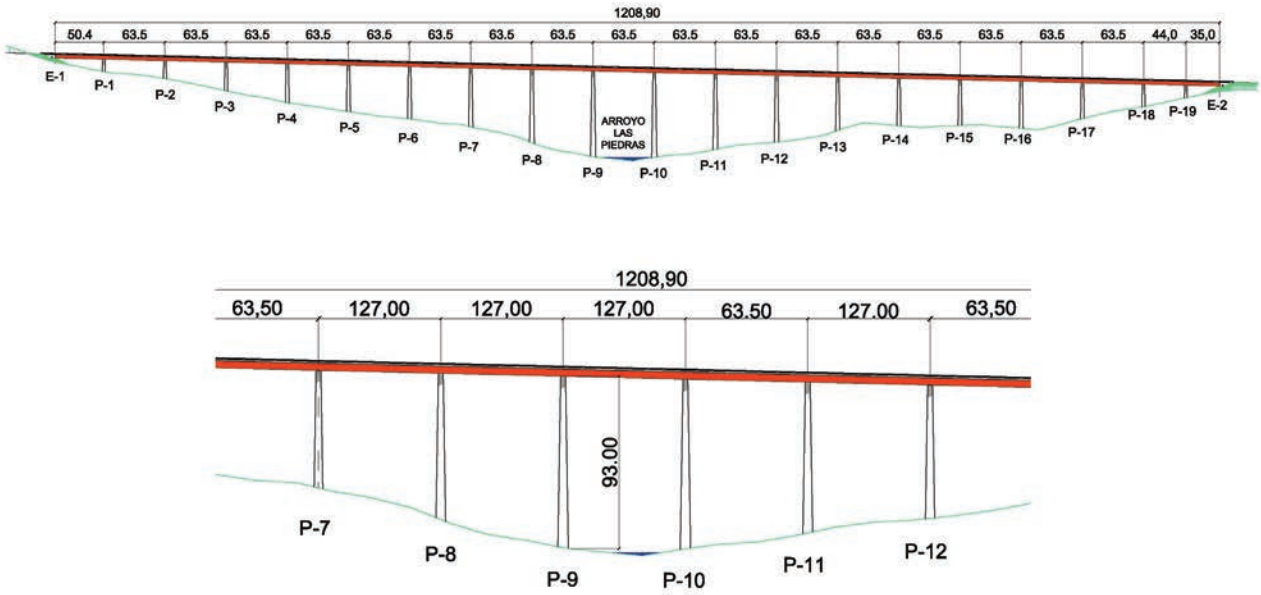


Fig. 1a. Alzado del viaducto.
Fig. 1a. Elevation view of the bridge.

linked aspects and the monitoring of pier deformability during the viaduct's launching process.

1. DESCRIPTION OF THE VIADUCT

Arroyo Las Piedras bridge is the first composite steel-concrete high speed railway bridge in Spain, located on the High Speed Line between Córdoba and Malaga. The structural form is a continuous beam with spans of 63 + 17 x 63,5 + 44 + 35 metres. When designed and built, it was the longest span viaduct of its type in the sphere of high speed railway bridges, 0,50 m more than the Orgon viaduct on the French TGV Mediterranée. Figures 1a and 1b show the viaduct in elevation view.

por empuje del tablero desde ambos estribos.

La sección transversal del tablero está constituida por dos vigas laterales de 3,85 metros de canto cada una, más una losa superior de 14 m de anchura, cuyo espesor varía desde 0,41m en el eje longitudinal del tablero hasta 0,22 m en el borde de los voladizos. El resultado es una sección transversal mixta hormi-

Fig. 1b. Vista del puente.
Fig. 1b. View of the bridge.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Fig. 2. Vista de las pilas durante el empuje del tablero.
Fig. 2. View of the piers during deck launching .

gón-acero con canto total constante de 4,26 metros. La figura 3a muestra la sección transversal típica en las zonas de flexión positiva. En cierto modo es similar a las clásicas soluciones bijácena, frecuentemente utilizadas en las L.A.V. francesas, aunque se han introducido algunas modificaciones [1]:

- Se disponen diafragmas transversales en celosía en lugar de diafragmas de alma llena del mismo canto que las vigas principales. Los diafragmas en celosía facilitan el ensamblaje en obra, y disminuyen el peso de acero y volumen de soldadura necesaria. Se disponen a lo largo de todo el puente cada 8 metros aproximadamente. Las uniones se han proyectado con cordones de soldadura en ángulo en lugar de tornillos de alta resistencia al objeto de simplificar las labores de control en obra. La respuesta a fatiga fue cuidadosamente estudiada, con resultados satisfactorios.
- La celosía metálica inferior es sustituida por una losa inferior a base de placas prefabricadas con dos metros de longitud cada una y 14 cm de espesor. Las placas no se conectan entre sí en toda su longitud, y sólo un metro a cada lado es necesario para transferir los flujos torsionales entre las vigas principales y las losas. De este modo se garantiza la rigidez torsional necesaria, incluso mayor que con la clásica celosía metálica inferior, pero no se introducen tensiones normales de tracción debidas a flexiones positivas debido a la discontinuidad entre las losas prefabricadas inferiores. Como resultado, no existe fisuración relevante en las losas. Los costeros laterales "in situ" de un metro a cada lado pueden extenderse fácilmente al ancho completo entre las vigas principales para obtener la doble acción mixta típica en las zonas de flexión negativa, tal y como se describe más adelante.

The piers are remarkably high, since several of them exceed 93 metres (Fig. 2). The bridge was built by launching the deck from both abutments.

The cross section of the deck is made up of two 3,85 m deep twin-plate girders plus a top slab 14 m wide, whose thickness varies from 0.41 m in the deck's longitudinal axis to 0,22 m at the edge of the overhangs. The result is a composite steel-concrete cross-section with a constant total depth of 4,26 m. Figure 3a shows the typical cross section in deflection areas. It is somewhat similar to the typical twin girder solutions frequently used on the French H.S.L., although some modifications have been brought in [1]:

- *Cross truss diaphragms are used instead of full web diaphragms with the same depth as the main beam. Truss diaphragms facilitate on-site assembly and significantly reduce the weight of steel and volume of welding required. They are laid all along the bridge approximately every 8 metres. Fillet welds were designed for joints instead of high strength bolts, to simplify on-site control processes. Fatigue response was carefully studied, with satisfactory results.*
- *The bottom steel truss is replaced with a bottom slab of prefabricated plates 2 metres long each and 14 cm thick. The plates are not connected to each other over their whole length, and only one metre on each side is needed to transfer torsion flows between the main girders and the slabs. The torsional stiffness required is thus guaranteed, and is even higher than with the typical bottom steel truss, but no normal deflection tensile stresses are introduced due to the discontinuity between the bottom precast slabs. As a result, no relevant slab cracking occurs. In situ cast beam sides of one metre on either side are also easy to extend to the whole width between the main beams to achieve the typical dual composite action in hogging areas, as described later.*
- *External triangular corner cells replace the longitudinal web stiffeners. They improve the stability of flanges and webs compressed in assembly and service conditions. In*

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

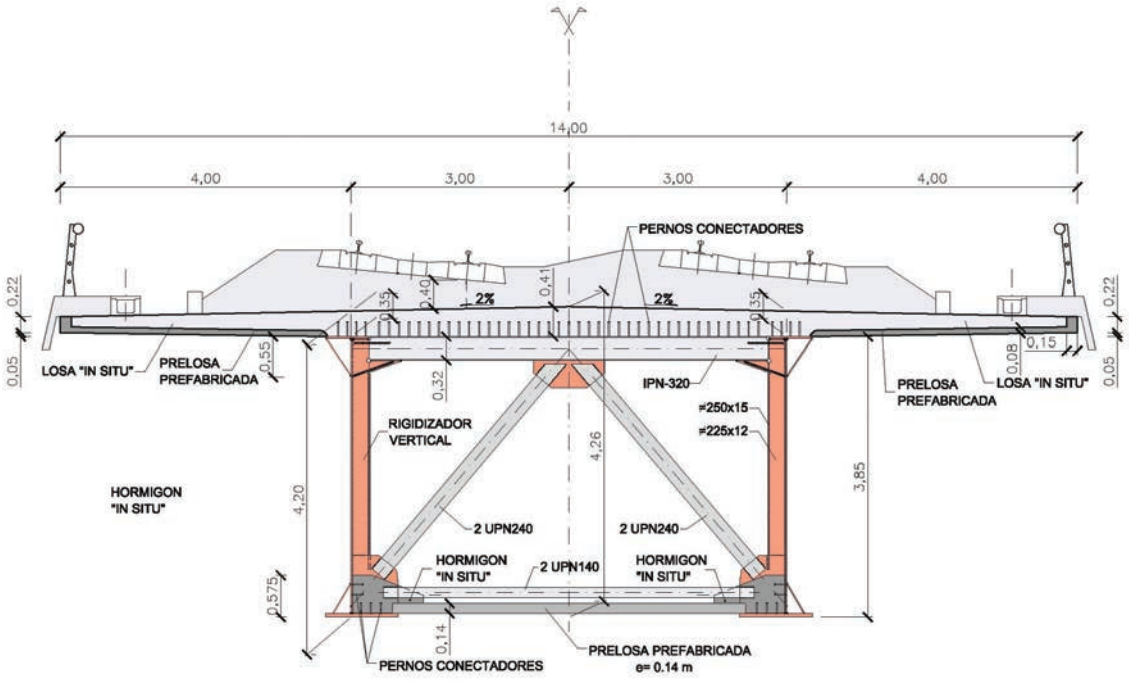


Fig. 3a. Sección transversal tipo en zonas de centro de vano.
Fig. 3a. Typical mid-span cross section.

addition, the bottom external cell and in-situ cast beam side described above constitute an excellent system to improve web resistance to concentrated loads during launching. Web stiffening boils down to fitting vertical stiffeners every four 4 metres.

- *Transversal IPN sections are connected to the upper slab approximately every 2 metres. In this way, a composite steel concrete grid acts as a platform support leading to a consequent reduction in the slab's total weight.*

- *S-355 J2G2W Cor-Ten (weathering) steel is used in the main structure. This steel is appropriate for the atmospheric conditions of the area where the bridge is located, whilst a reduction is achieved in the cost of maintaining the carbon ste-*

- Células triangulares de esquina exteriores sustituyen a la rigidización longitudinal de almas. Estas células mejoran la estabilidad de alas y almas comprimidas en montaje y estados de servicio. Además, la célula inferior exterior y el costero lateral de hormigón "in situ" antes descrito constituyen un sistema excelente para mejorar la resistencia del alma frente a cargas concentradas durante el empuje. La rigidización de al-

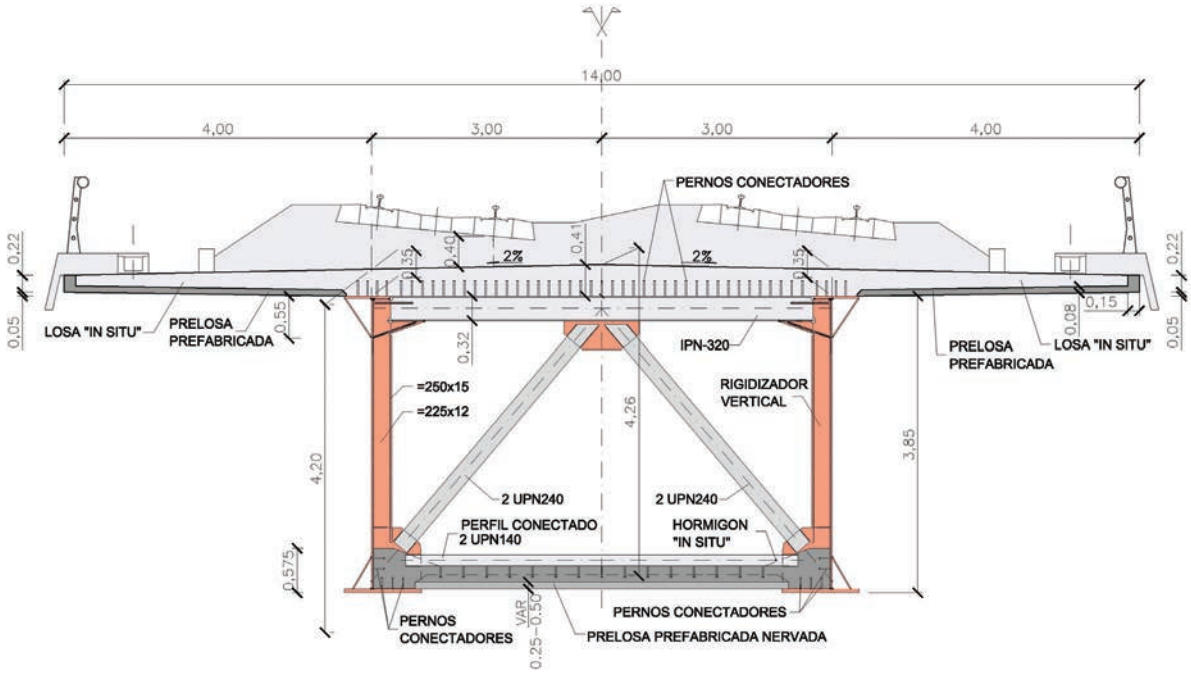


Fig. 3b. Sección transversal tipo en zonas de flexión negativa.
Fig. 3b. Hogging cross section.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

mas se reduce a la colocación de rigidizadores verticales cada cuatro metros.

- Se disponen perfiles transversales IPN conectados a la losa superior cada dos metros aproximadamente. De este modo, un emparrillado mixto hormigón-acero actúa como soporte de la plataforma, con la consiguiente reducción en peso total de losa.

- Se ha empleado acero S-355 J2G2W tipo "Corten", en la estructura principal. Este acero es apropiado para las condiciones atmosféricas de la zona donde se localiza el puente, y el coste del mantenimiento del acero al carbono empleado en las celosías interiores, perfectamente accesibles para su inspección y mantenimiento, es reducido.

La figura 3b muestra la sección transversal típica en las zonas de flexión negativa. La sección es similar a la correspondiente a las zonas centrales de vano, pero la doble acción mixta se obtiene mediante un hormigonado "in situ" inferior sobre prelosas colaborantes. La losa inferior se extiende 13,90 metros hacia cada lado de la pila en los vanos de 63,50 metros, algo menos en los vanos más cortos. Su espesor varía desde 25 cm en el extremo hasta un máximo de 50 cm en las secciones situadas sobre pilas. Esta losa se conecta con pernos y armadura pasiva a las vigas principales, y su presencia permite que el espesor máximo de chapa en el puente sea de tan solo 40 mm, mucho menor que en las clásicas soluciones bijácena.

2. LA DOBLE ACCIÓN MIXTA GENERALIZADA A TORSIÓN

La clásica solución bijácena en puentes de carretera debe mejorar su rigidez torsional para dar respuesta a los condicionantes de la alta velocidad ferroviaria [2], por lo que se recurre generalmente al empleo de diafragmas transversales y celosía metálica inferior. Sin embargo, en el Viaducto "Arroyo las Piedras" se ha desarrollado una solución alternativa. La doble acción mixta se ha extendido a la totalidad del tablero para permitir el cierre del circuito de torsión. Como se ha descrito anteriormente, una sección en cajón estricto se obtiene en las zonas de vano con el empleo de prelosas discontinuas conectadas a las vigas. Cuando se aplican cargas excéntricas, los diafragmas transversales en celosía introducen los flujos torsionales, y el sistema de prelosas inferiores discontinuas actúa a modo Vierendeel, desarrollando cortante y flexión en su plano, y permitiendo el cierre del circuito torsional. El espesor de las losas es de 14 cm y su longitud de 2 metros. Se extienden entre las dos vigas principales del puente, pero sólo se conectan entre sí en sendos costeros laterales de un metro de anchura cada uno, necesarios y suficientes para la transferencia del flujo torsor entre las vigas y las losas. El cortante en las losas resultante del trabajo Vierendeel genera flexión variable en las mismas, nula en el eje longitudinal del puente y máxima en el empotramiento a los costeros laterales.

Como resultado, el área comprimida en una losa resultante de la flexión en su plano se equilibra con el área traccionada de la losa contigua. El cortante en ca-

el used in the interior trusses, which are perfectly accessible for maintenance and inspection.

Figure 3b shows the typical cross section in hogging areas. It is similar to the mid span cross section, but the double composite action is obtained by bottom in situ concreting over collaborating precast slabs. The bottom slab extends 13,90 metres on both sides of the pier in 63,5 metres spans, and somewhat less in the shorter spans. Their thickness varies from 25 cm at the end to a maximum of 50 cm in the sections located on piers. This slab is connected with studs and passive reinforcement to the main girders, and allows the maximum thickness of sheet steel in the bridge to be as little as 40 mm, much thinner than in classical twin girder solutions.

2. THE GENERALISED DOUBLE COMPOSITE TORSION FORCE

The typical twin girder solution in road bridges must improve their torsional stiffness in order to respond to high speed railway requirements [2]. Transverse diaphragms and bottom steel truss are generally used. However, an alternative solution was developed for the "Arroyo Las Piedras" Viaduct. The double composite action was extended to the whole length of the deck to allow the torsion circuit to be closed. As described earlier, a strict box cross section is obtained in span areas with the use of discontinuous precast slabs connected to the girders. When eccentric loads are applied, the transverse truss diaphragms introduce torsional flows and the bottom discontinuous precast slab system acts as a Vierendeel system, developing shearing and bending in its plane and allowing the torsional circuit to close. The slabs are 14 cm thick and 2 metres long. They extend between the bridge's two main girders, but are only connected to each other at beam sides one metre wide each, which are necessary and enough for transferring the torsion flow between girders and slabs. The shear stress in the slabs resulting from the Vierendeel work generates bending therein, which is nil in the bridge's longitudinal axis, and a maximum in the beam sides' embedding.

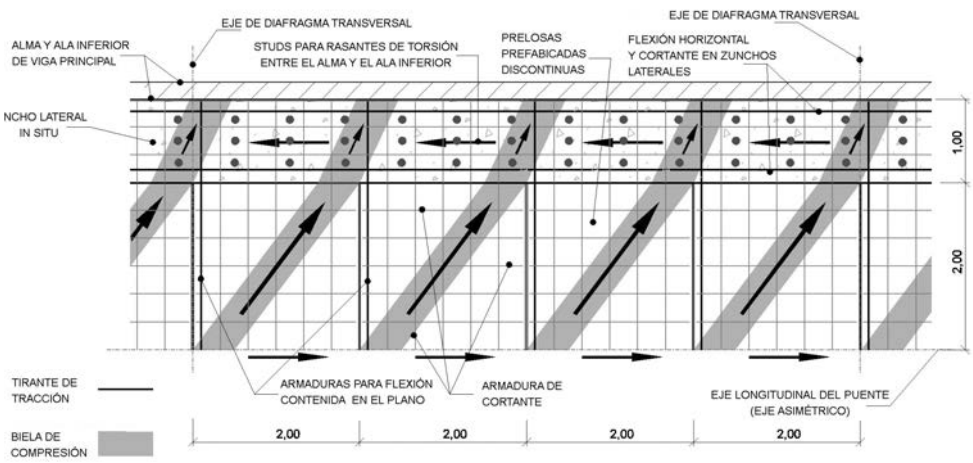


Fig. 4. Respuesta torsional del sistema de prelosas discontinuas y costeros laterales.
Fig 4. Torsional response of the discontinuous pre-cast slabs and beam sides.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

As a result, the compressed area in one slab due to bending in its plane is balanced out with the tensioned area of the adjacent slab. The shear stress in each slab is balanced out with the shear flow introduced by the studs. All these forces have constant values between successive diaphragms since the torsional flow is introduced locally into the diaphragms. However, it is clear that the resultants of all the forces do not converge at the same point, so certain horizontal bending is needed in the beam sides for equilibrium. Figure 4 shows the structural response of the discontinuous slab system between two successive diaphragms subjected to torsion flow.

The effect of the discontinuous precast slabs on the bridge's torsional stiffness was carefully studied in drawing up the design by using finite element modelling. Finally, a 66% reduction was achieved compared to what a continuous slab would provide. However, the stiffness efficiently provided by the slabs is drastically conditioned by the possibility of their cracking. The design of the bridge was therefore drawn up under the conservative hypothesis of total cracking of the bands tensioned by the shear flow and equivalent stiffness obtained by what would correspond to a tie-and-strut model under these conditions. In this case the torsional stiffness obtained is approximately 18 % of the crackless state, which corresponds to 12 % of the stiffness for the crackless continuous slab. A static and dynamic analysis of the bridge using these values guaranteed an actual, adequate deck response. Even in this extreme cracking hypothesis, the equivalent thickness obtained for the bottom slab was about 1.4 mm, similar to that obtained with the classical bottom steel trusses usually between 0.8 and 2.0 mm.

The bottom slabs also respond well in the deflection areas. The absence of a transverse connection between them beyond that provided by beam sides prevents the development of a relevant effective collaborating tensile width. Tensile stresses in the bottom flange are less than 130 N/mm^2 under dead loads and 300 N/mm^2 under the worst live loads and the connection between bottom flanges and beam sides and the bottom longitudinal reinforcement located in them are enough to control cracking in this area.

This arrangement has already been used in the Bonpas Viaduct, on the TGV Méditerranée in France although, surprisingly, its contribution to bending in the support areas was not taken into consideration. It was included in our bridge because of the good performance of the double composite action in hogging areas as frequently used in Spain since the seventies.

As mentioned earlier, the beam sides extend over the whole width of the section in hogging areas to provide the double composite action. Compression stresses from bending keep the bottom slab crackless, so bending and torsional stiffnesses in these areas are noticeably higher than those classically obtained with steel sections. Double composite action greatly improves the deformational and dynamic response both to bending and torsion.

But, undoubtedly, the main advantage of the double composite action involves the bridge's response in an ultimate limit state. Cross sections along the whole bridge are class 1 (deflection) or class 2 (hogging). Figure 5 shows the position of the neutral plastic axis along a span 63,5 metres long, in comparison with the limit values determined by class 2. All the bridge's cross sections are shown to be at least class 2. Thus any instability problem in an ultimate limit state is avoided, not only in the bottom flanges because of their connection to the concrete, but also in webs, due to the low position of the neutral axis in an ultimate limit state.

Figure 6 shows the moment–curvature diagram in a hogging cross section located on piers. In an ultimate moment

da losa se equilibra con el rasante introducido por los pernos. Todas estas fuerzas tienen valores constantes entre diafragmas sucesivos, ya que el torsor se introduce localmente en los diafragmas. Sin embargo, es claro que las resultantes de todas las fuerzas no convergen en el mismo punto, por lo que es precisa una cierta flexión horizontal en los costeros laterales para el equilibrio. La figura 4 muestra la respuesta estructural del sistema de losas discontinuas entre diafragmas sucesivos sometido al flujo torsional.

La incidencia de las prelosas discontinuas en la rigidez torsional del puente fue cuidadosamente estudiada en proyecto mediante una modelización con elementos finitos. Finalmente, se obtuvo una reducción al 66% de la que proporcionaría una losa continua. Sin embargo, la rigidez eficazmente proporcionada por las losas resulta drásticamente condicionada por la posible fisuración de las mismas, por lo que el diseño del puente se realizó en la hipótesis conservadora de fisuración total de las bandas traccionadas por el rasante, y obtención de la rigidez equivalente por medio de la que correspondería a un modelo biela-tirante en estas condiciones. En este caso la rigidez torsional obtenida es aproximadamente el 18% de la correspondiente al estado no fisurado, que corresponde al 12% de la rigidez correspondiente a la losa continua no fisurada. El control estático y dinámico del puente con estos valores garantizó la adecuada respuesta real del tablero. Incluso en esta hipótesis extrema de fisuración el espesor equivalente obtenido para la losa inferior es de alrededor de 1,4 milímetros, similar al que se

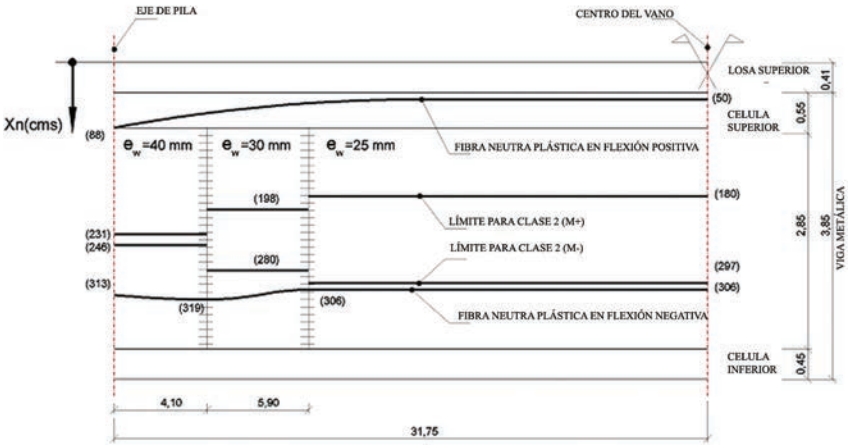


Fig. 5. Posición de la fibra neutra plástica a lo largo del puente.
Fig 5. Position of the neutral plastic axis along the bridge.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

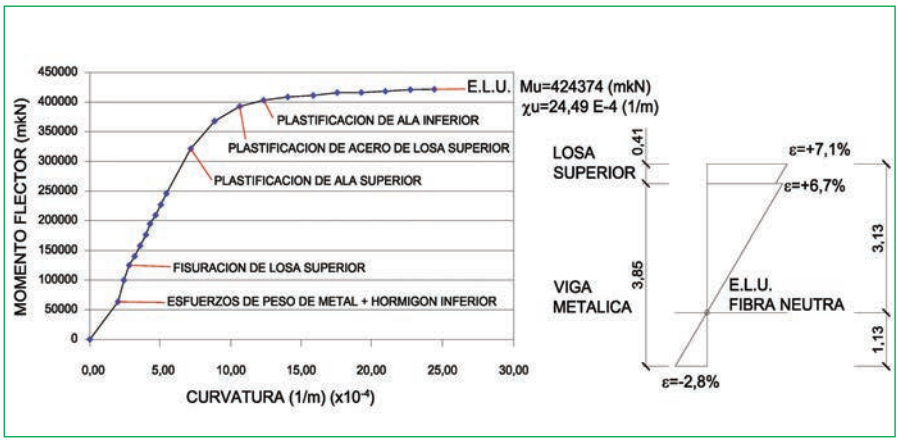


Fig. 6. Diagrama momento-curvatura en sección a flexión negativa sobre pilas.
Fig 6. Moment-curvature diagram in a hogging cross section on piers.

obtiene con las clásicas celosías inferiores, que se sitúan habitualmente entre 0,8 y 2 milímetros.

Las losas inferiores tienen también una buena respuesta en las zonas de flexión positiva. La ausencia de conexión transversal entre ellas más allá de la que proporcionan los costeros laterales impide el desarrollo de un ancho eficaz colaborante a tracción relevante. Las tensiones de tracción en el ala inferior son inferiores a 130 N/mm^2 bajo cargas permanentes y 300 N/mm^2 bajo sobrecargas pésimas, y la conexión entre las alas inferiores y los costeros laterales, y el armado longitudinal inferior ubicado en éstos, son suficientes para el control de la fisuración en estas zonas.

Esta disposición ya ha sido desarrollada en el Viaducto de Bonpas, en el "TGV Méditerranée" en Francia aunque, sorprendentemente, no se consideró su aportación a flexión en las zonas de apoyos. Se ha incluido en nuestro puente debido al buen comportamiento de la doble acción mixta en zonas de flexión negativa frecuentemente empleadas en España desde los años setenta.

Como hemos indicado al principio, los costeros laterales se extienden a toda la anchura de la sección en las zonas a flexión negativa para proporcionar la doble acción mixta. Las tensiones de compresión procedentes de la flexión mantienen la losa inferior sin fisuras, por lo que las rigideces a flexión y torsión en estas zonas son sensiblemente superiores a las obtenidas clásicamente con secciones de acero. La doble acción mixta mejora drásticamente la respuesta deformacional y dinámica tanto a flexión como a torsión.

Pero indudablemente la principal ventaja de la doble acción mixta afecta a la respuesta del puente en estado límite último. Las secciones transversales a lo largo de todo el puente son de clase 1 (flexión positiva) ó 2 (flexión negativa). La figura 5 muestra la posición de la fibra neutra plástica a lo largo de un vano de 63,50 metros, en comparación con los valores límite que determina la clase 2. Se muestra que todas las secciones del puente son al menos de clase 2. En esta situación se evita todo problema de inestabilidad en estado límite último, no sólo en las alas inferiores debido a su conexión al hormigón, sino también en las almas, debido la baja posición de la fibra neutra en estado límite último.

La figura 6 muestra el diagrama momento-curvatura en una sección a flexión negativa ubicada sobre pilas. En situación de momento último se alcanza una deformación alrededor del 0,28% en la fibra más comprimida del ala inferior, y del 0,7 % en la más traccionada del ala superior. La curvatura última resulta ser 3,40 veces la elástica, por lo que se obtiene una ductilidad muy favorable y significativa en la respuesta en estado límite último.

Como resultado, un diseño seguro y económico es posible con un análisis global elástico a nivel de esfuerzos y elastoplástico a nivel de secciones, tanto a flexión positiva como negativa. Hay incluso capacidad suficiente para alcanzar situaciones próximas al análisis global plástico en estado límite último por medio de un adecuado control de las rotaciones elastoplásticas, y sin riesgo de inestabilidades frágiles en el proceso. Sin duda esta condición constituye una

situation, a deformation around 0,28% is reached in the most compressed axis of the bottom flange and 0,7 % in the most tensioned axis of the top flange. The ultimate curvature proves to be 3,40 times the elastic curvature, and, therefore, highly favourable and significant ductility is obtained in the response in the ultimate limit state.

As a result, a safe, economical design is possible using a global elastic analysis on a stress level and an elastoplastic one on a section level, both in deflection and hogging. There is even enough capacity for reaching situations close to the global plastic analysis in a ULS by means of adequate control of elastoplastic rotations with no risk of brittle instabilities in the process. This condition undoubtedly constitutes an irrefutable structural advantage of the strict box and double composite action solution as regards the more classical twin girder alternatives.

In any event, stress redistributions between hogging and deflection areas was not considered in Ultimate Limit State monitoring. In service fatigue monitoring does not enable these capabilities to be used.

3. WEB PATCH LOADING RESPONSE WHILE LAUNCHING

As mentioned earlier, the bridge was built by launching from both abutments. The cross section during launching (figs. 12 and 13) includes all the steel, the bottom concrete and the upper precast slabs.

Reaction forces on sliding supports during launching reach 1 [illegible] kN per support. These values exceed those frequently obtained in launching steel bridges. The web thickness is 25 mm at the mid span areas and the vertical web stiffeners were arranged every 4 metres. An exhaustive study was carried out on the web patch loading response during launching in order to guarantee safety conditions without unnecessarily increasing the total amount of steel.

Different standards such as SIA [3] (Switzerland), BSI [4] or Eurocode 1993:1-5 [5], give different regulations for the patch loading response. However, in our opinion, none of the m

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

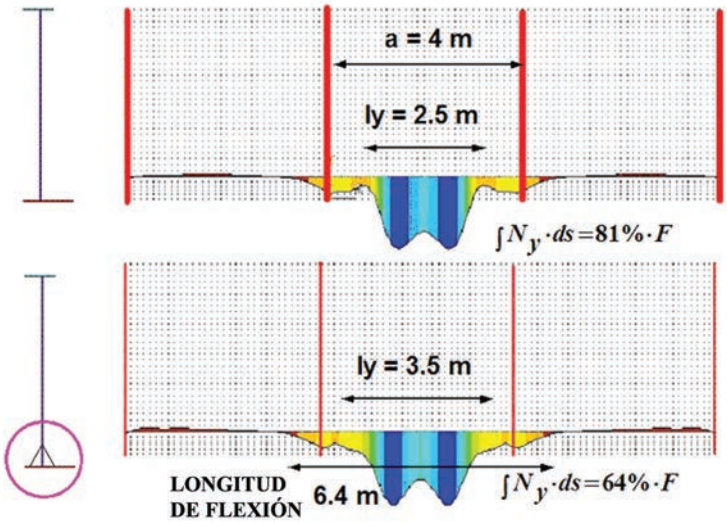


Fig. 7. Mejoras de la respuesta al "Patch loading" con el sistema inferior.
Fig 7. Patch loading response improvements with the bottom system.

provides useful design criteria for the project when the cross section significantly differs from a classical I beam deck. The bottom external triangular cell and the bottom in-situ poured concrete band next to the bottom part of the web (figs. 10 and 13) clearly improve the patch loading response as regards that obtained with the said standards.

Both systems together provide additional bending stiffness to the bottom flange, consequently increasing the web's membrane type stiffness. In addition, the bottom cell and the side bands become membrane type longitudinal stiffeners distributing the concentrated loads over a greater length of resistant web.

The bottom flange together with the bottom cell and band of concrete constitute a longitudinal beam with a bending capability between the web's transversal stiffeners. These design improvements in the patch loading response are not taken into consideration in the aforesaid standards, so a non linear finite element analysis had to be carried out. This analysis shows significant improve-

ventaja estructural irrefutable de la solución con cajón estricto y doble acción mixta frente a las alternativas bijácena más clásicas.

De cualquier manera, no se han considerado las redistribuciones de esfuerzos entre zonas de negativos y de positivos en el control del Estado Límite Último. Los controles de fatiga en servicio no permiten aprovechar estas capacidades.

3. RESPUESTA AL "PATCH LOADING" DE LAS ALMAS DURANTE EL EMPUJE

Tal y como se ha mencionado anteriormente, el puente se construye empujado desde los dos estribos. La sección transversal durante el empuje (Fig. 12 y 13) incluye todo el acero, el hormigón inferior, y las prelosas superiores.

Las reacciones en los apoyos deslizantes durante el empuje alcanzan los 4250 kN por apoyo. Estos valores exceden los obtenidos frecuentemente en el empuje de puentes metálicos. El espesor del alma es de 25 mm en las zonas de centros de vano, y los rigidizadores verticales de almas se han dispuesto cada 4 m. Se ha realizado un estudio exhaustivo sobre la respuesta al "patch loading" de las almas durante el empuje,

Fig. 8. Vista de las pilas durante su ejecución y concluidas.
Fig. 8. View of the piers during their construction and then finished

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

para garantizar las condiciones de seguridad sin aumentar innecesariamente la cuantía total de acero.

Diferentes normativas como la SIA [3] (Suiza), la BSI [4], o el Eurocódigo 1993:1-5 [5], establecen diferentes regulaciones para la respuesta al "patch loading". De cualquier manera, en nuestra opinión ninguna de ellas suministra criterios útiles de diseño para el proyecto cuando la sección difiere significativamente de un tablero clásico con vigas en doble T. La célula triangular exterior inferior y el zuncho inferior de hormigón "in situ" junto a la parte inferior del alma (Fig. 10 y 13) mejoran claramente la respuesta al "patch loading" respecto de la obtenida con dichas normativas.

Ambos sistemas juntos proporcionan un aumento adicional de la rigidez a flexión del ala inferior, aumentando consecuentemente la rigidez tipo membrana del alma. Adicionalmente, la célula inferior y los zunchos laterales constituyen unos rigidizadores longitudinales tipo membrana, que distribuye las cargas concentradas en una longitud mayor de alma resistente. El ala inferior junto con la célula inferior y el zuncho lateral de hormigón constituyen una viga longitudinal con capacidad de flexión entre los rigidizadores transversales del alma. Estas mejoras en el diseño de la respuesta al "patch loading" no se consideran en las citadas normativas, por lo que ha sido necesario realizar un análisis mediante elementos finitos no lineales. Este análisis muestra mejoras significativas en la respuesta resistente frente a la resistencia al "patch loading" de las almas en comparación con los obtenidos con las propuestas de las normativas anteriormente citadas, no adaptadas a la disposición específica de nuestro puente.

En la figura 7 se resumen algunos resultados importantes obtenidos del análisis no lineal mediante elementos finitos. Con una longitud de apoyo en los patines de lanzamiento de 1,5 m, la distribución final de tensiones verticales en la parte inferior del alma, justo por encima de la célula inferior, alcanza más de 3,5 m, claramente mayor que la obtenida con el alma sola sin célula inferior. Adicionalmente un porcentaje importante de la carga vertical, del orden de un 35%, se transfiere directamente por cortante en la célula inferior a los rigidizadores verticales adyacentes, como una viga flectando en sentido longitudinal. La mejora global de la resistencia última del "patch loading" es del orden del 70% frente a los cálculos standard de una sección en doble T. En las referencias [6] y [7] se pueden encontrar consideraciones más detalladas sobre la respuesta al "patch loading" del sistema.

Fig. 9. Transporte y colocación de una viga metálica.
Fig. 9. Transporting and placing a metal girder.

4. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

Las 19 pilas del viaducto, de hasta 93 m de altura se realizan mediante el sistema de encofrados trepantes (Fig. 8).

El tablero del puente se construye empujando desde ambos estribos, y se monta en el parque de empuje dispuesto tras éstos en dovelas de aproximadamente 30 m.

Cada una de las 2 vigas metálicas que formarán la sección transversal se transporta ya rigidizada, y se ensambla en el parque de empuje con las celosías y mamparos de pilas (Figs. 9 ,10 y 11).

El puente se empuja con la totalidad del acero estructural, las prelosas inferiores, el hormigón de fondo y los zunchos laterales, así como las prelosas su-

ments in web patch loading resistance in comparison with those obtained with the proposals of the aforesaid standards not adapted to the specific arrangement of our bridge.

Some important results obtained from the non linear finite element analysis are summarized in figure 7. With an initial support length of 1,50 metres in the launching supports, the final distribution of vertical stresses in the bottom of the web just above the bottom cell reaches more than 3.50 metres, clearly greater than that obtained with the web alone with no bottom cell. In addition, a significant percentage of the vertical load, in the order of 35 %, is directly transferred by shear stress in the bottom cell to the adjacent vertical stiffeners, as a beam bending in a longitudinal direction. The global improvement in ultimate patch loading resistance is about 70% as against the standard calculations of an I section. More detailed considerations with regard to the system's patch loading response can be found in References [6] and [7].

4. DESCRIPTION OF THE CONSTRUCTION PROCESS

The 19 viaduct piers of up to 93 m high were built with the climbing formwork method (Fig. 8).

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Fig. 10. Estructura metálica apeada en el parque de empuje. Ejecución por Dovelas.
Fig. 10. Metal structure propped up in the launching yard. Segment construction.

The bridge deck is built by launching from both abutments and is assembled in the launching yard behind the latter in approximately 30 m segments.

Each of the 2 metal girders forming the cross section were transported already stiffened and were assembled in the launching yard with the pier trusses and diaph agms (F igs. 9 10 and 11).

The bridge is launched with all the structural steel, bottom pre-slabs, bottom concrete and side bands together with the top pre-slabs (Figs. 12 and 13), not yet connected to the deck, on which the top slab will be later concreted. The top reinforcement steel is also placed in its final position, leaving the bridge ready once closed, to concrete the top slab.

periores (Figs. 12 y 13), sin conexión todavía al tablero, sobre las que posteriormente se hormigonará la losa superior. Además se lleva colocada la ferralla superior en su posición definitiva, dejando el puente listo una vez cerrado para realizar el hormigonado de la losa superior.

El tablero es visitable incluso durante las fases de empuje facilitando el transporte de materiales auxiliares hacia las pilas de forma segura y sencilla por el interior del tablero, evitando el empleo de grandes grúas para el acceso a las pilas más altas.

El primer vano incluye sólo el acero estructural sin prelosas superiores ni inferiores, con objeto de evitar esfuerzos excesivos durante el lanzamiento en las fases en voladizo (Fig 14).

De los 1209 m de longitud total de tablero se empujan 618 m desde el estribo E-1, y 591 m desde el E-2. El tablero tiene una pendiente longitudinal uniforme del 2,4%, desde el E-1 hacia el E-2, por lo que el empuje desde el E-1 requiere el empleo de un sistema de cables de empuje y otros cables de retenida que sustenten el puente, en las hipótesis de rozamientos de teflones inferiores al 2,4% (Fig. 15). En cambio desde el E-2 el empuje ascendente debe vencer la pendiente del 2,4%, y no es

Fig. 11. Vista aérea del viaducto en construcción, con parte del tablero en el parque de empuje del Estribo 2.
Fig. 11. Aerial view of the viaduct under construction, with part of the deck in the Abutment 2 launching yard

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Fig. 12. Vista de prelosas superiores.
Fig. 12. View of the top pre-slabs.

Fig. 13. Vista de prelosas inferiores y hormigón de fondo.
Fig. 13. View of the bottom pre-slabs and bottom concrete.

Fig. 14. Vista del primer vano sin prelosas inferiores ni superiores durante el empuje.
Fig. 14. View of the first span with no top or bottom pre-slabs during launching

necesario disponer ningún sistema de retenida como se hacía en el E-1.

En las figuras 15, 16a y 16b se aprecian los cables de retenida y los cables de empuje del tablero del Estribo 1. Los cables de retenida (superiores) se anclan en su parte frontal a unas orejetas atornilladas al tablero, y en su parte dorsal a una estructura auxiliar que se ancla en el estribo. Los cables del empuje (inferiores), se anclan a dicha estructura au-

The deck could be man visited even during the launching phases to facilitate the delivery of auxiliary materials to the piers in a safe, simple manner inside the deck, thus avoiding having to use large cranes for accessing the highest piers.

The first span only includes structural steel with no top or bottom pre-slabs in order to prevent excessive stresses during launching in the cantilever phases (Fig 14).

Of the 1209 m overall deck length, 618 m were launched from abutment E-1 and 9 m from abutment E-2. The deck has a uniform longitudinal slope of 2,4% from E-1 to E-2, and, therefore, launching from E-1 called for the use of a launching cable system and other guy cables sustaining the bridge, in the hypothesis of Teflon friction below 2,4% (Fig. 15). On the other hand, ascending launching from E-2 had to overcome a 2,4% slope and it was not necessary to have any guy system as in E-1.

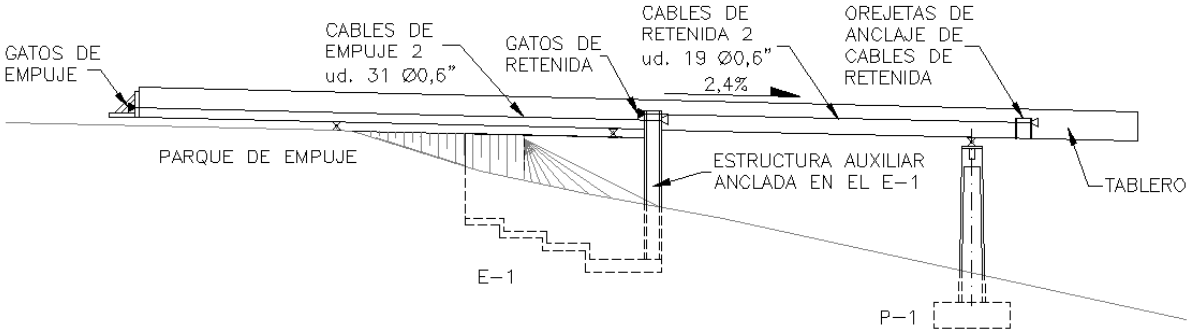


Fig. 15. Esquema de cables de empuje y de retenida en el empuje desde el Estribo 1.
Fig. 15. Diagram of launching and guy cables in launching from Abutment 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Figs. 16a y 16b. Cables de empuje (inferiores) y de retenida (superiores) del Estribo 1.
Figs. 16a and 16b. Launching cables (bottom) and guy cables (top) of Abutment 1.

Figures 15, 16 and 16 show the Abutment 1 deck's guy cables and launching cables. The guy cables (top) are anchored at their front to lugs bolted to the deck, and at their back, to an auxiliary structure anchored to the abutment. The launching cables (bottom) are anchored to that auxiliary structure at the abutment and to the launching structure located at the end of the launching yard (Figs. 15 and 17).

As this is a composite bridge, launching was performed by sliding the bottom flanges of the two metal girders over 4 provisional sliding Teflon neoprene bearings (Fig. 18). The underneath of the metal flanges is treated with sliding paint and during each launching phase, is lubricated before each bearing to prevent excessive friction.

Unlike concrete bridges, launching a composite bridge does not call for tedious pad placing work at each support during launching, since the actual underneath of the flange is the surface along which the bridge slides and the

xiliar en el estribo, y a la estructura de empuje situada en la parte final del parque de empuje (Figs. 15 y 17).

Al tratarse de un puente mixto el empuje se realiza deslizando las platabandas inferiores de las dos vigas metálicas sobre unos apoyos deslizantes provisionales provistos de 4 neoprenos teflón (Fig. 18). La cara inferior de las platabandas metálicas es tratada con pinturas deslizantes y durante cada fase de empuje se engrasa antes de cada apoyo para evitar rozamientos elevados.

Fig. 17. Detalle de la estructura auxiliar de empuje y los cables y gatos de empuje.
Fig. 17. Detail of the auxiliary launching structure and the launching cables and jacks

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Fig. 18. Detalle de apoyos deslizantes con topes laterales durante el empuje.
Fig. 18. Detail of sliding bearings with side stops during launching.

A diferencia de los puentes de hormigón, el empuje de un puente mixto no requiere las labores tediosas de colocación de almohadillas en cada apoyo durante el empuje, ya que la propia platabanda inferior es la superficie por la que se desliza el puente, y los apoyos provisionales empleados para el empuje no requieren operaciones de mantenimiento ni sustitución salvo que se produzca alguna anomalía o se raje algún teflón. Durante toda la ejecución del viaducto, empujado desde los dos estribos, no hizo falta cambiar ningún neopreno teflón de ninguna pila, ni estribo.

En la figura 18 se aprecia la platabanda inferior apoyada en uno de los apoyos deslizantes. Estos apoyos se disponen con unas guiaderas laterales para evitar problemas de descentramientos transversales del puente durante el empuje.

En la parte frontal del empuje se disponen dos patines desmontables (Fig. 19 y 21) y un gato (Fig. 20) para hacer el paso de pila (Fig. 21). Al llegar el voladizo a una pila, el gato central recupera la flecha dejando la estructura a cota preparada para el paso de pila. Con el

provisional bearings used for launching require no maintenance operations or replacement unless some fault occurs or some piece of Teflon splits. No neoprene Teflon in any pier or abutment had to be changed during the whole viaduct building operation, launching from the two abutments.

Figure 18 shows the bottom flange supported on one of the sliding bearings. These bearings are provided with side guide-ways to prevent problems of bridge cross decentring during launching.

Fig. 19. Vista frontal de los patines de empuje.
Fig. 19. Front view of the launching skids

Fig. 20. Detalle del gato frontal y el gato en la nariz
Fig. 20. Detail of the front jack and the nose jack.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Fig. 21. Operación de paso de pila y repliegue de patines.
Fig. 21. Pier passing and nose beam raising.

Two removable skids are fitted at the launch front (Figs. 19 and 21) and a jack (Fig. 20) for passing over the pier (Fig. 21). When the cantilever reaches a pier, the centre jack recovers the deflection leaving the structure at a level prepared for passing the pier. With the jack raised, the launching skids, which up till then were in a vertical position so as not to hit the pier, deploy up to the horizontal. The skids are placed in a prolongation of the bottom flanges and, when deployed, rest on the pier's sliding bearings.

The jack is withdrawn when the skids are supported on the sliding bearings and launching continues. Once the bridge has advanced and is supported on the bottom flanges, the skids retract (Fig. 21).

One or two spans were launched depending on the number of segments mounted in each phase in the launching yard; in a single phase up to 12 m of deck were launched.

The theoretical deflection of a cantilever arriving at a pier in a typical 33 m span is 109 m with the design load and stiffness figures, as against actual figures measured at the pier's arrival of 0.8 and 0.94 m, with errors of less than 10%.

Average friction obtained in each of the launching phases varied between around 3,5% in the first launching phases and 2% in the last. On the other hand, these figures were exceeded in each launching phase at the beginning of each phase, coinciding with the jacks' first piston strokes which commenced moving the deck. These maximum figures even exceeded 6,5% in some cases.

Figures 22 and 23 give an underneath view of the deck during the launching phase from the two abutments.

gato levantado, se despliegan hasta la horizontal los patines de empuje, que hasta entonces estaban en posición vertical para no topar con la pila. Los patines van dispuestos en prolongación de las platabandas inferiores, y al desplegarlos se apoyan sobre los apoyos deslizantes de la pila.

Con los patines apoyados en los deslizantes se retira el gato, y se procede a continuar el empuje. Una vez el puente avanza y apoya con las platabandas in-

Fig. 22. Vista inferior del viaducto durante el empuje desde los dos estribos
Fig. 22. View of the underneath of the viaduct during launching from the two abutments

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

feriores, se vuelven a replegar los patines (Fig. 21)

En función del número de dovelas montadas en cada fase en el parque de empuje, se han realizado empujes de uno o dos vanos, empujando en una sola fase hasta 127 m de tablero.

La flecha teórica de llegada del voladizo a una pila en un vano tipo de 63,5 m es de 1,03 m con las cargas y rigideces estimadas en el cálculo, frente a unos valores reales medidos en la llegada a pila de 0,98 y 0,94 m, obteniéndose errores menores de un 10%.

Los rozamientos medios obtenidos en cada una de las fases de empuje varían entre valores en el entorno del 3.5% en las primeras fases de lanzamiento, y el 2% de las últimas fases. En cambio en cada fase de empuje esos valores son superados en los inicios de cada fase coincidiendo con las primeras emboladas de los gatos que comienzan a movilizar el tablero. Estos valores máximos llegan a superar en algunos casos incluso el 6,5%.

En las figuras 22 y 23 se aprecia la vista inferior del tablero durante la fase de empuje desde los dos estribos.

La operación de cierre del tablero se realizó a aproximadamente 4 m. de la pila central, así el extremo del lado del E-1 estaba previamente apoyado en la P-10, y el voladizo del extremo del lado del E-2 llegaba para apoyar mediante el gato de levantamiento frontal dispuesto en su extremo.

Fig. 23. Vista del voladizo antes de llegar a pila durante el empuje.
Fig. 23. View of the cantilever before reaching a pier during launching.

En la figura 24 se aprecia el momento de la llegada del voladizo del lado del E-2 (lado derecho) con la flecha del voladizo, al extremo apoyado.

Con el puente cerrado, apoyado todavía sobre los apoyos deslizantes provisionales, que llevan la misma pendiente

The deck connection operation occurred approximately 4 m from the centre pier, thus the end of the E-1 side was previously supported on P10 and the E-2 side's end cantilever arrived to provide support by means of the front lifting jack at its end.

Figure 24 shows the moment when the cantilever of the E-2 side arrived (right hand) at the supported end with the cantilever deflection.

The deck was lowered and secured to the final POT type support devices with the bridge closed and still supported on the provisional sliding bearings, which had the same longitudinal slope as the deck, 2,4%. The approximately 70 cm lowering occurred in three phases through all the supports, with maximum descents of 30 cm per support. The deck lowering operation was carried out prior to the top slab's concreting. Figure 25 shows the viaduct with the totally concluded top slab's concreting.

Fig. 24. Vista inferior del instante de unión de tramos.
Fig. 24. Underneath view of the moment when stretches connected.

5. MONITORING REACTIONS DURING LAUNCHING

As already described, the viaduct launching process included the complete bottom slab closing off the box girder, apart from the steel section and the upper precast pre-slabs and the re-

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Fig. 25. Vista del viaducto concluido.
Fig. 25. View of the finished viaduct.

inforcement of the deck's top slab. Gains in time and safety provided by such almost complete section launching involved a level of stresses in launching phases far higher than the usual in conventional composite viaducts.

The characteristic values of the maximum theoretical reactions under each of the webs during the launching process were very high: 4200 kN/support. Strict financial conditioning factors prevented any over-sizing of amounts and stiffening of the section's webs, which were designed with steel plate thicknesses 3 and 0 mm, for web heights of 8 mm and cross stiffeners every 4000 mm, beyond the strictly necessary for issues of safety. Providing a bottom steel cell (Ref. [6] and [7]) proved very positive for improving patch loading resistance.

Moreover, assessing the resistant capability of steel webs as against lateral instability under localised loads is a phenomenon subject to the influence of many parameters, the consideration of which is far from being adequately established nowadays:

- *Increase in resistance through the presence of open or closed longitudinal stiffeners.*
- *Increase in resistance through the presence of a bottom cell.*
- *Influence of the presence of and distance between cross stiffeners and of the raisable nose beam's dimensions.*
- *Influence of the thicknesses of a web varying with its height.*
- *Influence of general hogging on the section.*

Likewise, as shown in References [6], [7] and [8], the highly diverse results were obtained by the different standards which are even changing between the recent ENV and EN versions of Eurocode 3, the formulations of which, moreover, are not suitably contrasted for cases such as that here in question (Ref. [6] and [7]). This explains why specialised literature advises taking extreme caution in the figures for design reactions, to which majorisation coefficients should be applied because of by no means negligible uncertainties deriving from the launching process: between 1,30 and 1,50 (see Ref. [8] and [9]), whilst at the same time drawing attention to the need to establish a real time control system for the reaction level during launching, as well as an automatic regulation system for such reactions should certain levels be exceeded.

In the case here in question, despite the strictness of the web sizing and the high level of reactions foreseen, this procedure proved almost unapproachable financially, in view of the large number of supports to be instrumented, 38, and the difficulties in gaining con-

longitudinal que el tablero, 2,4%, se realiza el descenso y fijación del tablero a los aparatos de apoyo tipo POT definitivos. El desapeo de aproximadamente 70 cm de altura se realiza en tres fases pasando por todos los apoyos, con descensos máximos de 30 cm. por apoyo. La operación de descenso del tablero se hace previo al hormigonado de la losa superior. En la figura 25 se puede ver el viaducto con la losa superior ya hormigonada, totalmente concluido.

5. CONTROL DE REACCIONES DURANTE EL EMPUJE

Como ya se ha descrito, el proceso de empuje del viaducto incluye además de la sección metálica, la losa inferior de cierre del fondo del cajón completa, así como las prelosas superiores prefabricadas, y la ferralla de la losa superior del tablero. Las ganancias en plazos y seguridad que dicho empuje permitía, a casi sección completa del tablero, implicaba un nivel de solicitaciones en fases de empuje muy superior al habitual en viaductos mixtos convencionales.

Los valores característicos de las reacciones teóricas máximas, bajo cada una de las almas, durante el proceso de empuje alcanzaban una magnitud muy elevada: 4200 kN/apoyo. Los estrictos condicionantes económicos impedían sobredimensionar, más allá de lo estric-

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

tamente necesario por cuestiones de seguridad, las cuantías y rigidización de las almas de la sección, que se proyectaron con espesores de chapa entre 25 y 40 mm, para unas alturas de alma de 3850 mm y rigidizadores transversales cada 4000 mm. La disposición de una célula metálica inferior (Ref. [6] y [7]) resultó muy activa para mejorar la resistencia al "patch loading".

Por otra parte, la evaluación de la capacidad resistente de las almas metálicas, frente a la inestabilidad lateral bajo cargas localizadas, es un fenómeno sujeto a la influencia de muchos parámetros cuya consideración está lejos de estar adecuadamente establecida hoy día:

- Incremento de resistencia por la presencia de rigidizadores longitudinales abiertos o cerrados.
- Incremento de resistencia por la presencia de una célula inferior.
- Influencia de la presencia y separación de rigidizadores transversales y de las dimensiones del patín.
- Influencia de espesores de alma variables en la altura de la misma.
- Influencia de flexiones generales negativas en la sección.

Asimismo, y como queda reflejado en las Referencias [6], [7] y [8], existe una gran dispersión entre los resultados obtenidos por los diferentes planteamientos normativos que incluso están cambiando entre las recientes versiones ENV y EN del Eurocódigo 3, cuyas formulaciones, por otra parte, no están adecuadamente contrastadas para casos como el que nos ocupa, (Ref. [6] y [7]). Todo ello explica que la literatura especializada aconseja ser extremadamente prudente en los valores de las reacciones de diseño, a las que se debe aplicar unos coeficientes de mayoración, por incertidumbres derivadas del proceso del empuje, nada despreciables: entre 1,30 y 1,50 (ver Ref. [8] y [9]), al mismo tiempo que se llama la atención sobre la necesidad de plantear un sistema de control en tiempo real del nivel de reacciones durante el empuje, así como de regulación automática de las mismas en caso de superarse ciertos niveles.

En el caso que nos ocupa, a pesar de lo estricto del dimensionamiento de las almas y del elevado nivel de las reacciones previstas, tal planteamiento resultaba prácticamente inabordable económicamente, dado el elevado número de apoyos a instrumentar, 38, y las dificultades de acceso continuo a los mismos, al tratarse de pilas de gran altura, de hasta 93 metros.

La necesidad de garantizar la seguridad del proceso de empuje, sin plantear complejos y antieconómicos sistemas de control que podrían, incluso, anular las ventajas de costes y plazos de ejecución de estas soluciones, nos llevó a plantear, previamente al empuje, un sencillo y completo programa de pruebas de carga, a realizar en el propio parque de empuje, que permitió no sólo extraer interesantes conclusiones sobre las acciones, solicitaciones y respuesta estructural de estos sistemas en fase de empuje, sino también contrastar el nivel real de seguridad a la inestabilidad lateral de las almas, que se habían dimensionado por análisis no lineales con elementos finitos (Ref. [6] y [7]), en relación a los valores obtenidos con las formulaciones de las normativas vigentes.

5.1. Objeto de la prueba de carga

La razón fundamental de la realización de dicha prueba de carga, previa al empuje, consistía en la práctica inviabilidad, dado el elevado número de pilas del viaducto, diecinueve, de establecer un control sistemático de las reacciones en los dos apoyos de cada pila al paso del viaducto sobre la totalidad de las mismas. Se trataba, por tanto, de reproducir en el parque de empuje, y antes del mismo, la práctica totalidad de los fenómenos y parámetros que pudieran influir, por tolerancias de ejecución, en los desvíos previsibles de los valores en las reacciones bajo cada apoyo, respecto de los valores teóricos previstos en el Proyecto. La prueba de carga debía, por tanto, plantearse con el objetivo de cubrir con adecuados márgenes de seguridad las reacciones máximas previsibles por apoyo durante el proceso de empuje, lo que permitía controlar, a su vez, si los niveles de seguridad frente al "patch loading" de las almas, bajo la acción localizada de las reacciones de apoyo en los patines provisionales deslizantes, se mantenían dentro de los niveles de seguridad previstos en el Proyecto.

Con las dimensiones del patín previsto para el lanzamiento (s0 ≅ 1500 mm), y para los paneles más esbeltos, con # alma

tinuous access thereto as they were very high piers reaching up to 93 metres.

The need to guarantee the safety of the launching process without using complex, uneconomical control systems that could even cancel out the advantages in costs and performance terms involved in these solutions led us to design a simple, complete programme of load tests, prior to launching, to be undertaken in the launching yard itself, allowing not only interesting conclusions to be drawn with regard to forces, stresses and structural response of these systems in the launching phase, but also to contrast the actual level of safety to lateral instability of the webs which had been sized by non linear analyses with finite elements (Ref. [6] and [7]), with the figures obtained with the formulations of current standards in force.

5.1. Purpose of the load test

It was decided that this load test had to be undertaken before launching because of the practical unfeasibility of establishing systematic reaction monitoring at the two supports of each pier when the viaduct passed over them in their entirety, in view of the large number thereof. The challenge was thus to use the launching yard to reproduce practically the whole of the phenomena and parameters that might influence the foreseeable deviation of the figures in reactions under each support from the theoretical figures calculated in the Design, because of execution tolerances. The load test therefore had to be approached with the purpose of covering the maximum reaction foreseeable per support with suitable safety margins during the launching process that would allow, in turn, monitoring whether safety levels as to web patch loading, under the localised support reactions in the provisional sliding bearings kept within the safety levels as provided for in the Design.

The ultimate figures for patch loading under each support varied between:

BSI 5400 [4]/ENSIDESA recommendations [10]: Pu ≅ 70 kN

RPM 95 [11 (Spain)] /SIA[3] (Switzerland): Pu= 80 kN

BSI 5400 (Revision) /EC3 (ENV-1993 -1 version): Pu ≅ 6300 kN

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

EC3 (pr ENV-1993 -1-5 version) [5]: Pu ≅ 7100 kN

with the sliding bearings dimensions provided for for launching (s0 ≅ 100 mm) and for the slimmest panels, with # web of 32 mm.

Therefore, a Pu between 7100 kN and 8250 kN is obtained, although neither of the proposals (SIA/EC3-EN 1993-1-5) exactly addresses the favourable effects of the Project's design.

In any event, the range of the standards could, with no problem, cover Pmax figures per support of:

Pmax ≅ Pu / γ, being able to adopt γ= 1.35 for the least value of Pu (EC3) and γ=1.50 for the greatest (SIA), which would give us:

Pmax ≅ 5300 (EC3) at 5500 (SIA/RPM) kN, which might be considered reasonable, given that the Design's theoretical Pmax was 4200 kN.

5.2. Purposes and objectives of the load test

The purpose of the load test which, of course, was to guide its procedure, consisted in guaranteeing that the maximum level of localised reactions on the supports throughout the complete deck launching process kept within the safety limits as laid down earlier. It was therefore necessary to assess the impact of the possible factors that might generate significant deviations from the design calculated figures.

These factors were as follows:

- *Over-weights, mainly of the top and bottom pre-cast slabs, as well as those due to the box depth concreting over-thicknesses and the walkways and auxiliary equipment provided in the advance span.*
- *Differential longitudinal movements between deck support points when passing over piers, a consequence of tolerances for errors in execution and erection and parasite deformations during the welding process.*
- *Differential cross movements for tolerances in on-site execution and assembly processes involving both side beams.*
- *Finally, deviations in the stiffness of the actual structure's response from that of the calculation model as used in the Design.*

The double contrast principle was used for assessing each of the magnitudes, as a conceptual basis for interpreting possible deviations between actual measurements and calculation obtained theoretical figures, and in accordance with methodology contrasted by our experience in following and monitoring the erection of numerous singular structures, which, in the case of discrepancy, enabled the following to be discerned amongst the possible causes of these possible discrepancies: tolerances in weights, geometric tolerances, calculation model hypotheses, structure's actual stiffness and errors in measuring their accuracy.

Thus, for example, special emphasis was laid on the total sum of reactions in different erection phases, which enabled significant systematic upward deviations from the actual weights of the structure as against those provided in the Design to be detected.

This contrast allowed the existence of major over-weights between 10 and 15% to be confirmed compared with the Design's theoretical magnitudes and, therefore the launching process was recalculated in its different phases with the new, actual weights adjusted.

The second fundamental parameter to be monitored was the structure's actual stiffness both in a longitudinal and transverse direction, including the consideration of the influence on the said stiffness of reinforcements and over-thicknesses of the bottom slab as adopted in the calculations, whose contribution to stiffness was, in turn, contrasted by very accurate models of the actual structure by finite elements.

Special attention was paid to the structure's transverse stiffness, both in its accurate modelling by finite elements and in transverse stiffness measurements taken in different load test phases, mainly as to torsions generated by eccentric forces and by differential transverse settlement between supports, whose influence may decisively affect

de 25 mm, los valores últimos por "patch loading" bajo apoyo oscilan entre:

BSI 5400 [4]/ Recomendaciones ENSIDESA [10]: Pu ≅ 7000 kN

RPM 95 [11 (España)]/ SIA[3] (Suiza): Pu= 8250 kN

BSI 5400 (Revisión) /EC3 (versión ENV-1993-1): Pu ≅ 6300 kN

EC3 (versión pr ENV-1993-1-5) [5]: Pu ≅ 7100 kN

Se obtiene, por tanto, una Pu comprendida entre 7100 kN y 8250 kN, aunque ninguna de ambas propuestas (SIA/EC3-EN 1993-1-5) contempla exactamente los efectos favorables del diseño del Proyecto.

En cualquier caso, el amparo del ámbito normativo podría cubrir sin problemas unos valores de Pmax por apoyo de:

Pmax ≅ Pu / γ, pudiendo adoptarse γ= 1,35 para el valor menor de Pu (EC3) y γ= 1,50 para el mayor (SIA), lo que nos daría:

Pmax ≅ 5300 (EC3) a 5500 (SIA/RPM) kN, que podría considerarse razonable, dado que la Pmax teórica del Proyecto era de 4200 kN.

5.2. Planteamientos y objetivos de la prueba de carga

El objetivo de la prueba de carga que, lógicamente debía orientar el planteamiento de la misma, consistía en garantizar que el nivel máximo de las reacciones localizadas sobre los apoyos, a lo largo del proceso completo de empuje del tablero, se mantuviera dentro de los límites de seguridad establecidos anteriormente. Para ello resultaba necesario evaluar la incidencia de los posibles factores que pudieran generar desvíos significativos respecto de los valores previstos en el proyecto.

Dichos factores eran los siguientes:

- Sobrepesos, principalmente de las losas prefabricadas superior e inferior, así como los debidos a los sobreespesores del hormigonado de fondo de cajones y a las pasarelas y medios auxiliares dispuestos en el vano de avance.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

- Movimientos diferenciales longitudinales entre puntos de apoyo del tablero a su paso sobre las pilas, consecuencia de las tolerancias por errores de ejecución y montaje y deformaciones parásitas durante el proceso de soldeo.
- Movimientos transversales diferenciales por tolerancias en los procesos de ejecución y ensamblaje en obra de ambas vigas laterales.
- Finalmente, desviaciones en la rigidez de la respuesta de la estructura real respecto a la del modelo de cálculo utilizado en el Proyecto.

Como base conceptual para la interpretación de las posibles desviaciones entre las medidas reales y los valores teóricos obtenidos en los cálculos, y según una metodología contrastada por nuestra experiencia en el seguimiento y control del montaje de numerosas estructuras singulares, se siguió el principio del doble contraste para la evaluación de cada una de las magnitudes, lo que permitía, en caso de discrepancia, discernir entre las posibles causas de dichas eventuales discrepancias: tolerancias en pesos, tolerancias geométricas, hipótesis de los modelos de cálculo, rigidez real de la estructura, errores en la precisión de las medidas.

Así, por ejemplo, se puso especial énfasis en la medición de la suma total de reacciones en distintas fases del montaje, lo que permitió detectar significativos desvíos sistemáticos, al alza, de los pesos reales de la estructura frente a las previsiones de Proyecto.

Dicho contraste permitió confirmar la existencia de sobrepesos importantes, entre el 10 y 15%, respecto a las magnitudes teóricas de Proyecto, por lo que se procedió a un nuevo recálculo del proceso de empuje en sus diferentes fases con los nuevos pesos reales ajustados.

El segundo parámetro fundamental a controlar fue la rigidez real de la estructura, tanto en sentido longitudinal como transversal, incluyendo la consideración de la influencia en dicha rigidez de las armaduras y sobreespesores de hormigón realmente dispuestos, así como de la magnitud de los anchos eficaces de la losa inferior adoptados en los cálculos, cuya aportación a la rigidez fue a su vez contrastada por modelos muy precisos de la estructura real por elementos finitos.

Respecto a la rigidez transversal de la estructura, principalmente frente a torsiones generadas por acciones excéntricas y, principalmente, por asientos diferenciales transversales entre apoyos, cuya influencia puede afectar decisivamente al coeficiente de seguridad frente al "patch loading" de las almas, se le dedicó una atención especial, tanto en su modelización precisa por elementos finitos como en las medidas de rigidez transversal tomadas en diferentes fases de la prueba de carga.

El modelo de elementos finitos incluyó la consideración del posible rozamiento entre placas prefabricadas y platabanda

the safety factor as to web patch loading.

The finite elements model included considering possible friction between prefabricated plates and top steel flange, whose contribution to the structure's torsion stiffness proved complex and uncertain to analytically reproduce.

Once the stiffnesses and forces in the structure had been made sufficiently approximate, eventual differences between its deformation measurements and the results obtained with the theoretical models now adjusted, could only be blamed on deviations/errors in the steel girder construction hogs or sharp changes localised in the areas adjacent to the on-site connection sections between stretches. Thorough, systematic measuring of the part's deformations in the different load test phases was therefore undertaken.

Moreover, reaction measurements in each of the launching yard's provisional supports were additional, indirect measurements of the hog execution tolerances in the parts, once the structure's stiffnesses had been suitably adjusted.

The overall control measurements made led to the deduction that the relative maximum differential longitudinal settlement between supports on consecutive piers 63.50 m from each other, during the launching process, through execution tolerances of the hogs always stayed below ± 2 cm. Likewise, by con-

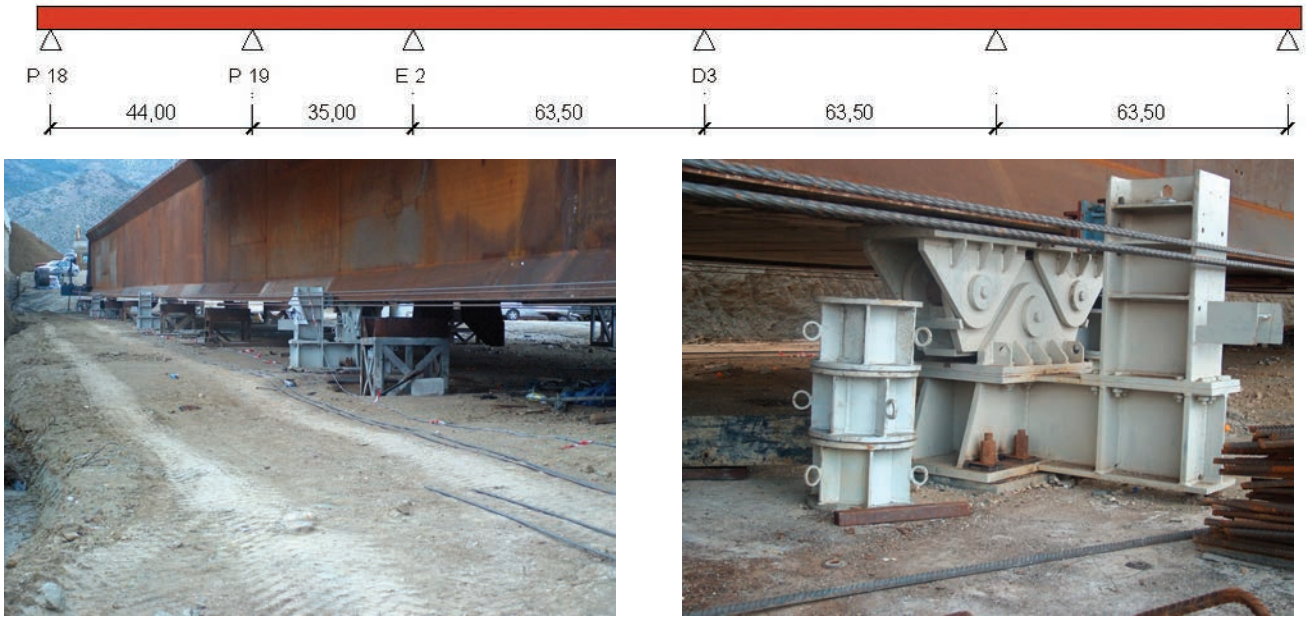


Fig. 26. Condiciones de apoyo durante la prueba.
Fig. 26. Support conditions during testing.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

servatively extrapolating, it could be assumed that the maximum cross differential settlement between the sections of both beams, in turn on piers, will never exceed 2 cm.

Once the model's pitches and stiffnesses had been readjusted, the launching process from both abutments was completely recalculated and maximum reactions of approximately 5200 kN per individual support were obtained:

- *4682 kN dead weight*
- *68 kN longitudinal differential drop (±2 cm) between supports on consecutive piers*
- *200 kN cross differential drop (2 cm) between supports on piers*
- *83 kN thermal gradient*

These maximum foreseeable reactions that now suitably covered the structure's weight and execution tolerances brought us within the spheres covered by the applicable Standards, with γ_{seg} between 1.35 and 1.60. Since the design addressed a nominal reaction of 4167 kN/support applying 1.30 coefficient of uncertainty, 5415 kN/support were sent, which is in the order of magnitude of the maximum reaction estimated.

Although the finite elements taking into consideration the cooperation of the bottom rib/cell gave ultimate reaction figures for patch loading clearly higher than those in standards, above 10000 kN/support as described in the following section, it was deemed advisable to undertake the load test in the launching yard until taking the maximum reaction per support to values around 6200 kN, approximately 20% higher than the maximum foreseeable reaction, with worst hypotheses of admissible geometrical tolerances, and 25% higher than the worst figures for maximum reactions due solely to dead weight.

A total absence of cross web deformations was seen in the load test on the support section with the maximum reaction where a precision micrometer was fitted. In the presence of an initial predeformation ≅2 cm, non linear finite elements now showed certain, though moderate, levels of cross web deformations and, therefore, the web panel response requested could be deemed highly satisfactory and confirmed the design guarantee made, whose bottom stiffness rib proved to be very active as to the web's lateral instability.

This is why it was not deemed necessary to establish complex vertical reaction monitoring during the launching process when passing over the numerous intermediate piers. The controls and load test carried out guaranteed a safe response as to stresses which, in practice, could never be reached during the launching process.

Thus it sufficed to keep strict, simple to carry out erection controls to ensure that maximum tolerances in erection weights and bags that had acted as a basis and therefore proved admissible as from the load test results, were not exceeded.

5.3. Load test undertaking and results

The load test took place in Abutment 2's launching yard before carrying out the second launching phase. The structure's overall length on which the load test took place was 273,61 m. (Fig. 26).

Chocks and jacks of a 2000 kN maximum load and 5 cm stroke were used at all supports in load testing, except at one which was taken to the limit for monitoring the web's lateral stability, where seven, 12 cm maximum stroke 1000 kN jacks were fitted under each web. Precision micrometers were used to measure reactions with the purpose of obtaining exact results. These micrometers were fitted at the reaction's measuring point and the deformation was taken in each load step. As soon as the micrometer measurement was seen to trigger off as a result of the bridge lifting, load was no longer added and the pressure as shown by the jacks at the moment of lifting was recorded. The exact reaction at the support was thus obtained.

5.3.1. Dead weight reaction monitoring

Reactions were monitored at each deck point of support in the launching yard, using a series of hydraulically connected jacks.

Load was added in steps, whilst taking each of the 2 webs' pressure and mi-

superior metálica, cuya aportación a la rigidez a torsión de la estructura resultaba compleja e incierta de reproducir analíticamente.

Una vez suficientemente aproximadas las rigideces y acciones en la estructura, las eventuales diferencias entre las medidas de las deformaciones de la misma y los resultados obtenidos, con los modelos teóricos ya ajustados, sólo podían achacarse a desvíos/errores en las contraflechas de ejecución de las vigas metálicas, o a cambios bruscos localizados en las zonas adyacentes a las secciones de unión en obra entre tramos. Se procedió por ello a una medición sistemática y exhaustiva de las deformaciones de la pieza en las diferentes fases de la prueba de carga.

Por otra parte, las medidas de reacciones en cada uno de los apoyos provisionales del parque de empuje, constituían, una vez ajustadas adecuadamente las rigideces de la estructura, medidas adicionales indirectas de las tolerancias de ejecución de las contraflechas en las piezas.

Del conjunto de medidas de control realizadas pudo deducirse que los asientos diferenciales longitudinales máximos, relativos entre apoyos sobre pilas consecutivas distantes 63,50 m, durante el proceso de empuje, por tolerancias de ejecución, de las contraflechas, se mantenían siempre por debajo de ± 2 cm. Asimismo, y extrapolando conservadoramente, podía suponerse que el asiento diferencial transversal máximo entre las secciones de ambas vigas, a su vez sobre pilas, no superará nunca los 2 cm.

Una vez reajustados los pasos y rigideces del modelo, se procedió al recálculo completo del proceso de empuje desde ambos estribos, obteniéndose unas reacciones máximas por apoyo individual de 5200 kN, aproximadamente:

- 4682 kN de peso propio
- 68 kN de descenso diferencial longitudinal (±2 cm) entre apoyos sobre pilas consecutivas
- 200 kN de descenso diferencial transversal (2 cm) entre apoyos sobre pila
- 83 kN de gradiente térmico

Con dichas reacciones máximas esperables, que cubrían ya adecuadamente las tolerancias de peso y ejecución de la estructura, nos encontrábamos dentro

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

de los ámbitos cubiertos por la Normativa aplicable, con γ_{seg} entre 1,35 y 1,60. Dado que el proyecto contemplaba una reacción nominal de 4167 kN/apoyo aplicando un coeficiente de incertidumbre de 1,30, se envían 5535 kN/ apoyo, en el orden de magnitud de la reacción máxima estimada.

Aunque los elementos finitos con consideración de la colaboración del nervio/célula inferior dan valores últimos de la reacción por "patch loading" claramente superiores a los de la normativa, por encima de los 10000 kN/apoyo, tal y como se describe en el apartado siguiente, se consideró conveniente realizar la prueba de carga en el parque de empuje hasta llevar la reacción máxima por apoyo a valores en el entorno de las 6200 kN, aproximadamente un 20% superiores a la reacción máxima esperable, con hipótesis pésimas de las tolerancias geométricas admisibles, y en un 25% superior a los valores pésimos de las reacciones máximas debidas al peso propio exclusivamente.

En la prueba de carga se constató la ausencia total de deformaciones transversales del alma sobre la sección de apoyo con la reacción máxima, donde se dispuso un micrómetro de precisión. Los elementos finitos no lineales, en presencia de una predeformación inicial ≅2 cm, mostraban ya unos ciertos niveles, aunque moderados, de las deformaciones transversales del alma, por lo que la respuesta del panel del alma solicitado pudo considerarse muy satisfactoria y confirmó la garantía del diseño proyectado, cuyo nervio de rigidez inferior resulta muy activo frente a la inestabilidad lateral del alma.

Por ello, se consideró que no resultaba necesario plantear un complejo control de reacciones verticales durante el proceso de empuje al pasar sobre las numerosas pilas intermedias. Los controles y la prueba de carga realizada garantizaban una respuesta segura frente a solicitaciones que en la práctica no podrían llegar nunca a alcanzarse durante el proceso de empuje.

crometer movement. As soon as one of the micrometers showed one of the webs was lifting, the jacks of that girder were locked, and the pressure at which lifting occurred was recorded. Increases in pressure were then made in the web jacks of the adjacent girder that had not yet lifted until this second girder was seen to lift and this second jack's pressure was recorded again at that moment. The support reaction was given by the sum of the reactions in both girders.

This monitoring enabled an average 10% overweight deviation to be detected in the stretch compared to the theoretical design figures, with localised deviations per support not exceeding ± 5%, of the said average figures.

5.3.2. Monitoring the structure's actual longitudinal stiffness

After measuring the reactions at all points of support, the next step was to measure the bridge's longitudinal stiff-

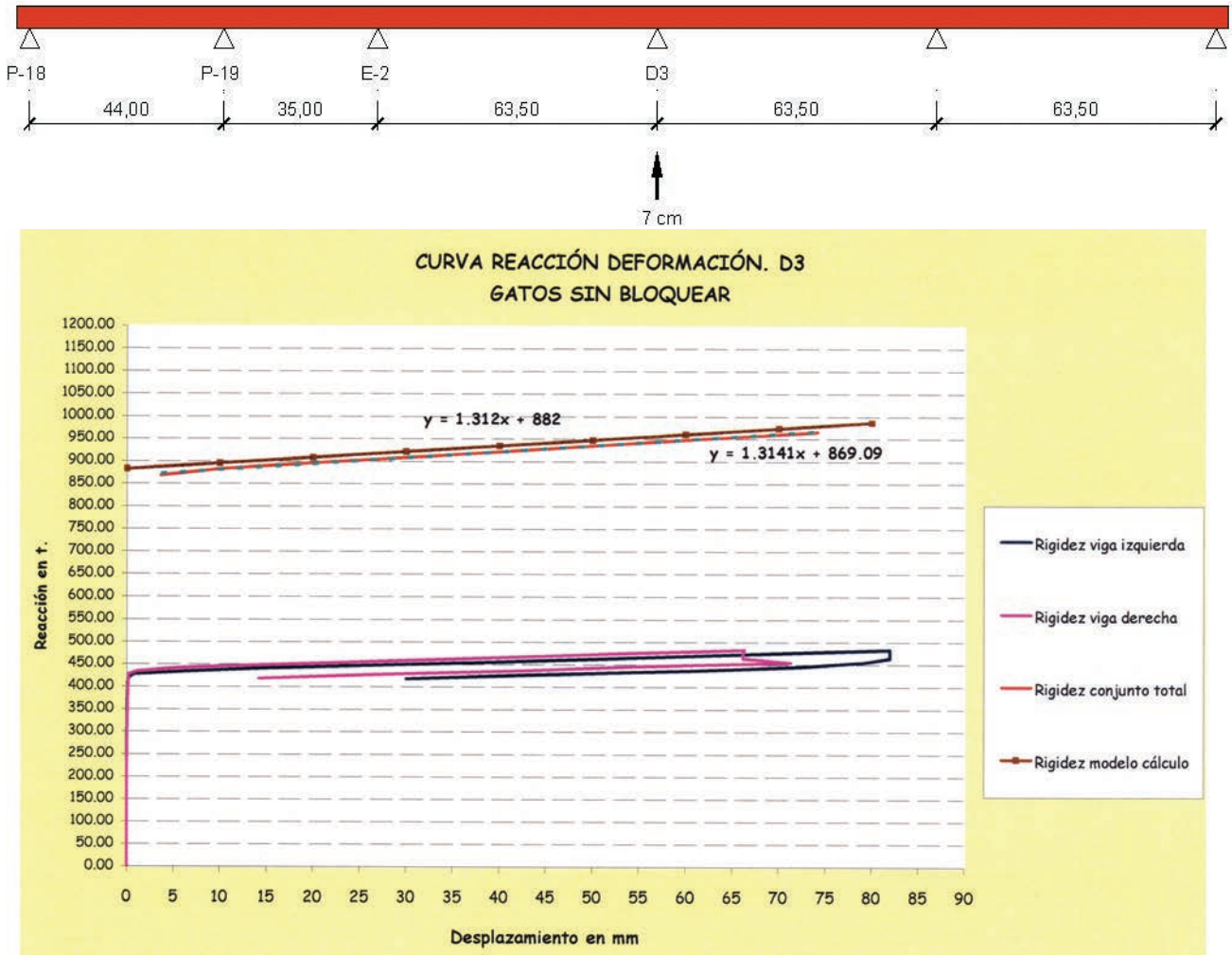


Fig. 27. Medida de la rigidez longitudinal del puente.
Fig. 27. Bridge's longitudinal stiffness measurement.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

ness by lifting it at one of the supports. This lifting was carried out using jacks provided to this effect and deflection gauges, and each left hand girder and right hand girder movement was recorded in each load step, as well as the pressure in the jacks supporting both the right and left hand girders.

There is a first stretch in the lifting curves with a very steep slope corresponding to jack decompression until the supports are lifted when a sharp change in slope is observed.

The stiffness obtained was 131,4 kN/m, practically the same as the calculation model's which was 131,2 kN/m (Fig. 27).

5.3.3 Monitoring the section's cross stiffness

Having measured the longitudinal stiffness, cross stiffness was then measured (Fig. 28), but only at one of the supports, taking advantage of the presence of longer stroke jacks. This measurement was made by locking the jacks located on the girder first lifted. With the jacks locked, pressure continued to be provided to the jacks of the other girder, until a differential movement of 3,5 cm was obtained between the two girders.

A cross stiffness of 65,6 kN/m was obtained as to vertical differential movements under each web, which was quite close to the theoretical stiffness obtained with a finite element model taking into consideration the stiffness provided by the friction of the precast pre-slabs to a "partial closing" of the torsion circuit typical of open U sections (without pre-slabs), estimated at 89,5 kN/m for $\mu = 0$

This monitoring proved highly important for guaranteeing suitable web patch loading safety with no real time controls or corrective measures in the launch m g supports.

In fact, the open U or H sections, typical of twin girder composite decks, proved to be insensitive to relative cross height variations between the section's webs when passing over piers.

Así pues, bastó con mantener unos controles estrictos de ejecución, sencillos de realizar, para asegurar que no se superan los límites máximos de las tolerancias en pesos y contraflechas de ejecución que habían servido de base, y resultaban por tanto admisibles, a partir de los resultados de la prueba de carga.

5.3. Desarrollo y resultados de la prueba de carga

La prueba de carga tuvo lugar en el parque de empuje del Estribo 2, antes de realizarse la segunda fase de empuje. La longitud total de estructura sobre la que se realizó la prueba de carga fue de 273,61 m. (Fig. 26).

Para la realización de la prueba de carga se utilizaron en todos los apoyos del parque calzos y gatos de 2000 kN de carga máxima y 5 cm de carrera, salvo en uno de ellos, que se llevaría al límite para el control de la estabilidad lateral del alma, en el que se dispusieron 7 gatos de 1000 kN bajo cada alma, con una carrera máxima de 12 cm. Para la

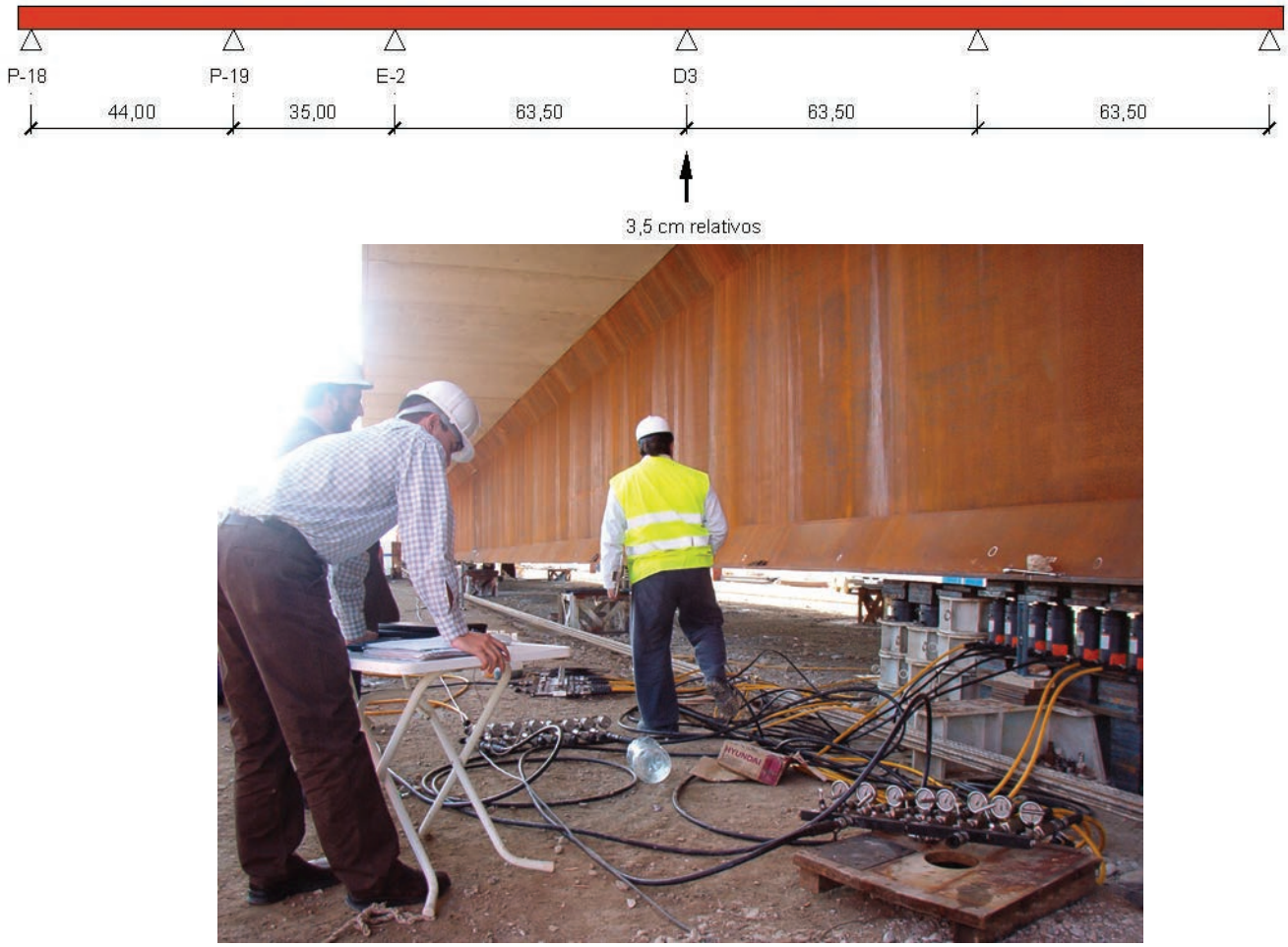


Fig. 28. Medida de la rigidez transversal.
Fig. 28. Measuring cross stiffness.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

medida de reacciones se utilizaron micrómetros de precisión con objeto de obtener resultados exactos. Estos micrómetros se colocaban en el punto de medida de la reacción, tomándose en cada escalón de carga la deformación. En cuanto se apreciaba que la medida del micrómetro se disparaba como consecuencia del levantamiento producido en el puente, se paraba la introducción de carga y se anotaba la presión marcada por los gatos en el instante del levantamiento, obteniendo de esta forma la reacción exacta en el apoyo.

5.3.1. Control de reacciones de peso propio

El control de reacciones se realizó en cada punto de apoyo del tablero en el parque de empuje, mediante una serie de gatos conectados hidráulicamente.

La introducción de la carga se realizó en escalones, tomando en cada escalón la presión y el desplazamiento en el micrómetro de cada una de las 2 almas. En el momento en que uno de los dos micrómetros manifestaba un levantamiento en una de las almas, se bloqueaban los gatos de dicha viga, apuntando la presión a la que se producía el levantamiento. Posteriormente se introducían incrementos de presión en los gatos del alma de la viga adyacente que todavía no había levantado, hasta que se observaba un levantamiento en esta segunda viga, apuntando de nuevo la presión en los gatos en este instante. La reacción en el apoyo viene dada por la suma de las reacciones existentes en ambas vigas.

El control realizado permitió detectar un desvío medio de sobrepesos en el tramo, respecto de los valores teóricos del proyecto, del 10%, con unas desviaciones localizadas por apoyo respecto de dichos valores medios no superiores al ± 5%.

5.3.2. Control de la rigidez longitudinal real de la estructura

El siguiente paso, después de la medida de las reacciones en todos los puntos de apoyo, fue el de medir la rigidez longitudinal del puente, mediante el levantamiento del mismo en uno de los apoyos. Este levantamiento se realizó utilizando los gatos dispuestos a tal efecto y mediante el uso de flexímetros, apuntando en cada escalón de carga el desplazamiento de la viga izquierda y de la viga derecha, así como la presión en los gatos que sustentaban tanto la viga derecha como la viga izquierda.

En las curvas de levantamiento, existe un primer tramo con una pendiente muy acusada correspondiente a la descompresión de los gatos, hasta que se produce el levantamiento de los apoyos, momento en el que se observa un cambio brusco de pendiente.

La rigidez obtenida fue de 131,4 kN/m, prácticamente análoga a la del modelo de cálculo, que era de 131,2 kN/m. (Fig. 27).

5.3.3. Control de la rigidez transversal de la sección

Una vez medida la rigidez longitudinal, se procedió a la medición de la rigidez transversal (Fig.28). La medida de la rigidez transversal se realizó en uno solo de los apoyos, aprovechando la presencia de gatos de mayor carrera. Esta medida se efectuó mediante el bloqueo de los gatos situados en la viga que levantó primero. Una vez bloqueados estos gatos, se siguió dando presión a los gatos de la otra viga, hasta conseguir un desplazamiento diferencial entre las dos vigas de 3,5 cm.

Se obtuvo una rigidez transversal frente a desplazamientos verticales diferenciales bajo cada alma de 65,6 kN/m, que se aproximaba bastante a la rigidez teórica obtenida con un modelo de elementos finitos considerando la rigidez suministrada por el rozamiento de las prelosas prefabricadas a un cierto "cierre parcial" del circuito de torsión propio de secciones abiertas en U (sin prelosas), estimada en 89,5 kN/m para un valor de μ= 0,05.

Este control resultaba de gran importancia para garantizar, sin controles en tiempo real ni medidas correctoras en los apoyos de empuje, una adecuada seguridad al "patch loading" de las almas.

En efecto, las secciones abiertas en U o en H, propias de tableros mixtos bijácena, resultan muy poco sensibles a las desnivelaciones transversales relativas entre almas de la sección a su paso sobre pilas.

En cambio, en secciones cerradas con elevada rigidez a torsión, pequeñas des-

On the other hand, small lateral height variations (through execution tolerance or cross thermal gradients) may even completely support the section under one of the webs only, doubling the Design's theoretical reaction figure in the limit.

The result of this control proved highly satisfactory, guaranteeing the absence of significant reaction deviations under each web for this reason.

5.3.4. Monitoring the web's stability under the worst launching reaction

The Load Test's last aim was to be able to apply a localised reaction of approximately 1000 kN under one of the webs (Figs. 29 and 30). This enabled a minimum 20% safety to be guaranteed compared to what was adopted as the maximum admissible reaction during the launching process, with a figure of 1568 kN, as seen above.

In order to reproduce this situation in the Load Test, 32 t of reinforcement had to be used on the web tested and a differential longitudinal drop of 8 cm applied with respect to the adjacent supports and 4 cm cross with respect to the adjacent web whilst the process was stopped when the maximum jack stroke was reached at 97% of the theoretical load provided for.

The web's deformation on the support was transversally controlled during the whole loading process, with a precision of more than 0,01 mm, and no transversal movement was seen to commence (Fig. 29).

6. MONITORING PIER DEFORMABILITY DURING THE VIADUCT'S LAUNCHING PROCESS

The viaduct's piers vary in height between 16 and 39 m, and the top cross section is a hollow rectangle 2,5 m long and 6,70 m transversal to the deck's centre line, with cover plate thicknesses of 0,3 m. When descending, the length increases in a linear fashion 3,3 cm per metre, whilst the 6,70 m are kept constant in transversal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Fig. 29. Control deformaciones transversales en el alma.
Fig. 29. Monitoring cross deformations in the web.

Fig. 30. Aplicación reacción localizada con gatos.
Fig. 30. Localised reaction application with jacks.

Cover plates are 30 cm thick for piers less than 30 m in height whilst the thickness varies in higher piers from 30 cm in the top 30 m to 40 cm the next 30 metres and to θ cm as from θ m measured from the crown to the base.

This variation in thickness makes each pier with a varying section and different height perform differently as to horizontal forces applied at the head, with very rigid piers in areas close to the abutments and highly flexible piers in the viaduct's centre area (Fig. 31).

The maximum vertical reaction each pier will have during launching was calculated and a 5% teflon friction coefficient was applied thereto, in order to monitor the maximum deformation to be accepted at each pier's head.

Deformations were calculated under the forces of the vertical reaction, a horizontal force equivalent to 5% of the vertical reaction plus the pier's dead weight, first calculating the static deflection of the horizontal force of 5% of the vertical reaction and the increase in deflection caused by the vertical loads' eccentricity (Fig. 32 and Table 1).

These data were used to calculate the bending moment that produces base decompression and the bending moment that produces cracking for each pier base, both concurrent with the deck weight's axial force plus the pier's dead weight.

As table 2 shows, decompression is reached in the worst cases for a force of 4,42% of Teflon friction, but a pier does not crack until reaching 9,48 % in the worst case in P-6.

nivelaciones laterales (por tolerancia de ejecución o gradientes térmicos transversales) pueden llegar a producir el apoyo completo de la sección bajo una sola de las almas, duplicando en el límite el valor de la reacción teórica de Proyecto.

El resultado de este control resultó muy satisfactorio, garantizando la ausencia de desvíos significativos de las reacciones bajo cada alma por este motivo.

5.3.4. Control de la estabilidad del alma bajo la reacción pésima de empuje

El último objetivo de la Prueba de Carga fue la de llegar a aplicar una reacción localizada bajo una de las almas de, aproximadamente, 6200 kN (Fig. 29

Fig. 31. Vista de pilas durante el empuje.
Fig. 31. View of piers during launching.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

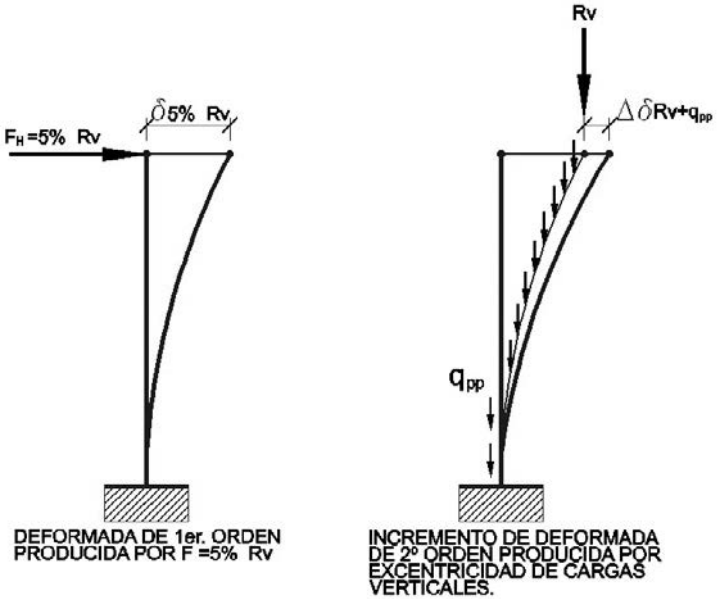


Fig. 32. Deformadas de primer y segundo orden durante el empuje.
Fig. 32. First and second order deformations during launching.

y 30) Ello permitía garantizar una seguridad mínima del 20% respecto a lo que se adoptó como reacción máxima admisible durante el proceso de empuje, de valor 5186 kN, como ya se ha visto.

Para reproducir esta situación en la Prueba de Carga fue preciso disponer 32 t de ferralla sobre el alma ensayada, y aplicar un descenso diferencial longitudinal de 8 cm, respecto de los apoyos adyacentes y transversales de 4 cm respecto del alma contigua, deteniéndose el proceso al alcanzarse la carrera máxima de los gatos al 97% de la carga teórica prevista.

Durante todo el proceso de carga se mantuvo controlada transversalmente la deformación transversal del alma sobre el apoyo, con una precisión superior a 0,1 mm, no observándose ningún inicio de desplazamiento transversal (Fig. 29).

6. CONTROL DE DEFORMABILIDAD DE PILAS DURANTE EL PROCESO DE EMPUJE DEL VIADUCTO

Las pilas del viaducto tienen alturas variables entre 16 y 93,35 m, y la sección transversal superior es un rectángulo hueco de 2,5 m en longitudinal por 6,7 m en transversal al eje del tablero, con espesores de tablas de 0,3 m. Al ir bajando aumenta la dimensión longitudinal de forma lineal 3,3 cm por metro, manteniendo siempre los 6,70 m constantes en transversal.

El espesor de las tablas es de 30 cm para pilas menores de 30 m de altura, mientras que en pilas más altas el espesor varía de 30 cm en los 30 m superiores, a 40 cm los 30 metros siguientes y a 50 cm a partir de los 60 m medidos desde coronación hasta la base, en las pilas más altas.

Esta variación de canto hace que cada pila con sección variable y alturas distintas se comporte de manera diferente frente a fuerzas horizontales aplicadas en cabeza, con pilas muy rígidas en las zonas cercanas a los estribos, y pilas muy flexibles en la zona central del viaducto (Fig. 31).

Para controlar la máxima deformación a admitir en cabeza de cada pila durante el proceso de empuje, se ha realizado el cálculo de la reacción vertical máxima que durante el empuje va a tener cada pila y se le ha aplicado el coeficiente de rozamiento de teflones del 5%.

Bajo las acciones de la reacción vertical, fuerza horizontal equivalente al 5% de la reacción vertical, más el peso propio de la pila, se ha realizado un cálculo de deformaciones, calculando en primer lugar la flecha estática de la fuerza horizontal del 5% de la reacción vertical, y el incremento de flecha producida por la excentricidad de las cargas verticales. (Fig. 32 y Tabla 1).

Having obtained these forces, the ultimate moment of the base of each pier was calculated from each one's interaction diagram, for the worst hypotheses of the following:

Axial force in Serviceability Limit State (N_k) or axial force in Ultimate Limit State ($N_d = N_k \cdot 1{,}5$, hypothesis on the side of safety).

In all cases, the hypothesis of N_k is determinant and the bending moment admissible as the Ultimate Moment /1,5 was obtained for the latter.

The horizontal force producing this figure of M_{adm} (figure in S.L.S.) and the 1% of the vertical load's friction that this involves were verified.

Table 3 shows how, in the worst case, the Admissible Moment is not reached until 10,2 % of friction whilst this occurs in the highest, most flexible piers for a friction of 20 %.

Using these results and those obtained in table 2, it was decided to limit deformability during the launching phase at the head of each pier to 8% of the friction, which, in no case, managed to even crack the piers and leaves sufficient safety margin as to the maximum admissible stresses in the pier (Table 4).

Clinometers were placed at the pier's head to monitor their deformation during the different launching phases. They were series connected through an elec-

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Tabla 1. Resultados de flechas de primer y segundo orden para cada pila
Table 1. Results of first and second order deflections for each pier

Pila *Pier*	H(m)	Fh 5% (KN)	δ 5% Rv (mm)	Δδ (mm)/ %(Δδ/δ)	
P-1	16,046	556	3,3	0,02	0,53
P-2	21,522	548	7,2	0,06	0,88
P-3	32,698	520	19,0	0,31	1,62
P-4	42,574	520	34,5	0,78	2,25
P-5	50,15	520	46,7	1,30	2,78
P-6	56,426	520	60,0	1,94	3,24
P-7	63,802	520	76,0	2,84	3,74
P-8	79,478	520	112,7	5,32	4,72
P-9	93,354	520	150,2	8,45	5,62
P-10	92,53	520	147,8	8,23	5,57
P-11	80,206	520	114,3	5,43	4,75
P-12	71,982	520	94,3	4,00	4,24
P-13	58,858	520	65,5	2,24	3,42
P-14	52,934	520	52,4	1,56	2,98
P-15	49,91	520	46,3	1,27	2,75
P-16	51,386	520	49,2	1,41	2,87
P-17	37,962	520	25,9	0,50	1,94
P-18	24,138	550,5	9,7	0,10	1,06
P-19	16,382	520	3,3	0,02	0,51

Tabla 2. Esfuerzos que producen descompresión y fisuración en base de pila
Table 2. Bending moments and axial forces producing decompression and cracking in the pier base

Pila *Pier*	Descompresión *Descompression*			Fisuración *Cracking*		
	M desc. (mKN) *M dec. (mKN)*	F desc.(KN) *F dec.(KN)*	% roz *%/ frict.*	M fis (mKN) *M crack (mKN)*	F M fis (KN) *F M crack (KN)*	% roz *%/ frict.*
P-1	13131,8	818,4	7,36	27013,3	1683,5	15,14
P-2	14539,3	675,6	6,16	29537,7	1372,4	12,52
P-3	16639,9	508,9	4,89	37932,6	1160,1	11,15
P-4	20522,4	482,0	4,64	45267,7	1063,3	10,22
P-5	23730,3	473,2	4,55	50890,2	1014,8	9,76
P-6	26582,5	471,1	4,53	55619,7	985,7	**9,48**
P-7	29349,2	460,0	**4,42**	66537,1	1042,9	10,03
P-8	38504,2	484,5	4,66	82030,0	1032,1	9,92
P-9	48213,5	516,5	4,97	98940,1	1059,8	10,19
P-10	47451,2	512,8	4,93	97665,8	1055,5	10,15
P-11	39089,5	487,4	4,69	83018,3	1035,1	9,95
P-12	33930,7	471,4	4,53	74556,1	1035,8	9,96
P-13	27767,7	471,8	4,54	59671,9	1013,8	9,75
P-14	25074,0	473,7	4,55	54554,4	1030,6	9,91
P-15	23659,6	474,0	4,56	52149,8	1044,9	10,05
P-16	24312,9	473,1	4,55	53248,6	1036,2	9,96
P-17	18696,6	492,5	4,74	42129,8	1109,8	10,67
P-18	15407,7	638,3	5,80	30975,3	1283,3	11,66
P-19	12534,8	765,2	7,36	26511,3	1618,3	15,56

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Tabla 3. Esfuerzos y Movimientos Admisibles
Table 3. Forces and Movements Admissible

Pila *Pier*	Mu (mKN) para Nk *Mu (mKN) for Nk*	M adm (mKN) *M adm (mKN)*	F adm (KN) *F adm (KN)*	% roz *% frict.*	δ adm /δ 5% v *δ adm /δ 5% Rv*
P-1	40399	26932,7	1678,5	15,1	3,02
P-2	44420	29613,3	1376,0	12,6	2,51
P-3	51779	34519,3	1055,7	**10,2**	2,03
P-4	87175	58116,7	1365,1	13,1	2,63
P-5	104203	69468,7	1385,2	13,3	2,66
P-6	113576	75717,3	1341,9	12,9	2,58
P-7	149517	99678,0	1562,3	15,0	3,00
P-8	213227	142151,3	1788,6	17,2	3,44
P-9	293142	195428,0	2093,4	20,1	4,03
P-10	291052	194034,7	2097,0	20,2	4,03
P-11	206598	137732,0	1717,2	16,5	3,30
P-12	185618	123745,3	1719,1	16,5	3,31
P-13	197536	131690,7	2237,4	21,5	4,30
P-14	161713	107808,7	2036,7	19,6	3,92
P-15	156310	104206,7	2087,9	20,1	4,02
P-16	158818	105878,7	2060,5	19,8	3,96
P-17	80286	53524,0	1409,9	13,6	2,71
P-18	46084	30722,7	1272,8	11,6	2,31
P-19	39626	26417,3	1612,6	15,5	3,10

Tabla 4. Movimientos y Giros Admisibles en pilas durante el empuje
Table 4. Movements and Rotations Admissible in piers during launching

Pila *Pier*	δ 8% roz (mm) *δ 8% frict (mm)*	θ 8% roz *1E-6 rad *θ 8% frict *1E-6 rad*
P-1	5	523
P-2	11	799
P-3	30	1521
P-4	55	2118
P-5	75	2591
P-6	96	2986
P-7	122	3415
P-8	180	4235
P-9	240	4930
P-10	237	4890
P-11	183	4267
P-12	151	3846
P-13	105	3140
P-14	84	2766
P-15	74	2576
P-16	79	2669
P-17	42	1835
P-18	16	1024
P-19	5	506

Con estos datos se ha calculado para cada base de pila el momento flector que produce la descompresión de la base, y el momento flector que produce la

tric circuit and were calibrated for the rotation limit produced by 8% of the teflon friction (Fig. 33 and 34).

An alarm goes off when the limit figure set is exceeded and the operator located at each pier stops the launching operation using an automatic "mushroom" type stop system (Fig. 35).

7. SEISMIC DESIGN

Adopting the deck's longitudinal restrictions was a fundamental problem in designing the bridge. Conditions were truly highly restrictive:

The site's seismic acceleration was high for the usual levels in Spain (0,10 g).

The bridge's overall length was too high (1208 m) for just one fixed point in one abutment, because of the total movement accumulated in the opposite one.

The pier height and foundation conditions were inappropriate for intermediate fixed points.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Fig. 33. Vista del clinómetro sobre pila.
Fig. 33. View of the clinometer on a pier.

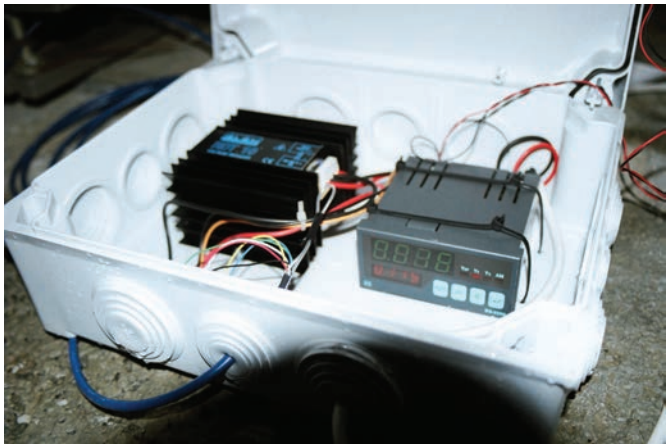


Fig. 34. Caja con conversor de señal del clinómetro y con el limitador de giro máximo admisible
Fig. 34. Box with a clinometer signal converter and with the maximum admissible rotation limiter

Fig. 35. Vista del sistema de parada en cada pila (Seta).
Fig. 35. View of the stop system at each pier (Mushroom).

For the first time on high speed railway lines in Spain, impact transmitters were fitted on both abutments, incorporating shock absorber devices as against seismic force (Fig. 36). Thus, slow movements due to thermal and rheological forces were able to develop with hardly any resistance whilst, at the same time, the deck's horizontal forces due to railway stock braking are transmitted to both abutments with hardly any displacements. In addition, the force transmitted to the substructure during an earthquake is restricted to controlled values. The seismic isolation system also includes guided, sliding supports in P1 to P7, P2 to P9 and abutments, acting as seismic isolators in the longitudinal direction, and fixed supports in two directions in P8 to P11, the highest, to introduce the re-centring forces necessary. No isolators were arranged in a cross direction, where the flexibility called for is entrusted to the piers' elastic deformation.

Under railway service forces, the abutment shock absorbers (fig. 36) act as impact transmitters as to longitudinal forces and are the bridge's main restriction in this direction, so their design forces correspond to the increased longitudinal force due to braking and longitudinal wind. Four shock absorbers are fitted in each abutment with 2200 kN of maximum force each. The constitutive law of the device for high speed movements, like those caused by braking, is of the $F = C \times V^{\alpha}$ type. In order to keep the force developed by the

fisuración, concomitantes ambos con el axil del peso del tablero más el peso propio de la pila.

Como puede apreciarse en la tabla 2, en el peor de los casos la descompresión se alcanza para una fuerza del 4,42% de rozamiento de teflones, pero la fisuración de una pila no se alcanza hasta el 9,48 % en el caso más desfavorable de la P-6.

Obtenidos estos esfuerzos se ha calculado el momento último de la base de cada una de las pilas, obtenido del diagrama de interacción de cada una de ellas, para la hipótesis pésima de las siguientes:

Axil en Estado Límite de Servicio (N_k) o axil en Estado Límite Último ($N_d = N_k \cdot 1{,}5$, hipótesis del lado de la seguridad).

En todos los casos condiciona la hipótesis de N_k, y para éste se ha obtenido el valor del momento flector admisible como el del Momento Último/1,5.

Para este valor de M_{adm} (valor en E.L.S.) se ha verificado la fuerza horizontal que lo produce, y el % del rozamiento de la carga vertical que ello supone.

En la tabla 3 se puede comprobar como, en el peor de los casos hasta el 10,2 % del rozamiento no se alcanza el Momento Admisible, mientras que en las pilas más altas y flexibles ese valor se produce para un rozamiento del 20%.

Con estos resultados, y los obtenidos en la tabla 2, se tomó la decisión de limitar la deformabilidad durante la fase de empuje en cabeza de cada pila a un valor del 8% del rozamiento, valor que en ningún caso llega ni siquiera a pro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

ducir la fisuración de las pilas, y que deja suficiente margen de seguridad frente a los máximos esfuerzos admisibles en la pila. (Tabla 4).

Para controlar la deformación de las pilas durante las diferentes fases de empuje se colocaron clinómetros en cabeza pila, conectados en serie mediante un circuito eléctrico, tarando cada uno para el límite del giro producido por el 8% del rozamiento de los teflones. (Figs0. 33 y 34).

En el instante que se supera el valor límite marcado, salta una alarma, y el operario situado en cada pila detiene el empuje mediante un sistema de parada automática tipo "seta" (Fig.35).

7. DISEÑO SÍSMICO

La adopción de las vinculaciones longitudinales del tablero constituyó un problema fundamental en el diseño del puente. Las condiciones eran realmente muy restrictivas:

La aceleración sísmica del emplazamiento es alta para los niveles usuales en España (0,10 g).

La longitud total del puente es demasiado grande (1208 m) para disponer un único punto fijo en un estribo, por causa del movimiento total acumulado en el estribo opuesto.

La altura de las pilas y las condiciones de cimentación no permiten disponer puntos fijos intermedios.

Por primera vez en las líneas de alta velocidad españolas se dispusieron transmisores de impacto en ambos estribos que incorporaban además dispositivos amortiguadores frente a la acción sísmica (Fig. 36). De este modo, los movimientos lentos debidos a acciones térmicas y reológicas pueden desarrollarse sin apenas resistencia, y a la vez las acciones horizontales del tablero debidas al frenado de los vehículos ferroviarios se transmiten a ambos estribos sin apenas desplazamientos. Además, la fuerza transmitida a la subestructura durante la acción sísmica es acotada a valores controlados. El sistema de aislamiento sísmico también incluye apoyos deslizantes guiados en las pilas P1-P7, P12-P19 y estribos, que actúan como aisladores sísmicos en dirección longitudinal, y apoyos fijos en dos direcciones en las pilas P8 a P11, las más altas, para introducir las fuerzas de recentrado necesarias. No se disponen aisladores en sentido transversal, en el que la flexibilidad necesaria se confía a la deformación elástica de las pilas.

Bajo acciones de servicio ferroviario los amortiguadores (Fig. 36) de estribos actúan como transmisores de impacto frente a las acciones longitudinales, y constituyen la vinculación

device almost constant for a wide range of speeds during the seismic attack α, must be less than 0,05. Thus, F = C = 0 kN may be assumed and the force is independent of speed during an earthquake, to practical effects.

The devices' displacement capability must be taken into consideration in the design, including movements of a rheological, thermal and seismic origin. In our case, devices able to absorb a maximum displacement of ± 350 mm were provided. Once the overall movement is known, it is essential to also monitor the movement foreseeable in the deck under the train's braking forces, since it may seriously affect the track's resistance and stability. In our case, a maximum displacement of less than 8 mm was obtained, which is clearly admissible when track expansion devices are arranged at both abutments. This displacement is drastically affected by the overall displacement capability provided for in the devices. An increase in the latter obviously improves the safety of the devices during an earthquake, particularly under possible, more powerful seismic shocks than that considered in the design, but it worsens the response to horizontal service forces. Therefore, it is not advisable to over dimension the displacement capability of the devices in favour of supposed additional safety to earthquakes.

Fig. 36. Amortiguadores-Transmisores de Impacto Viscosos Longitudinales.
Fig 36. Longitudinal Viscous Impact Shock Absorbers-Transmitters.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

In a transverse direction, the maximum seismic force transmitted to the head of the piers reached 4500 kN. Anti-earthquake stops were designed as shown in figure 37 under the deck on the pier heads to transmit cross forces while allowing longitudinal movements. In addition, support anchorages were designed to resist one third of the design earthquake, equivalent to an in-service earthquake.

The photograph in figure 37 shows the bridge still in the provisional position during launching, supported on the provisional sliding bearings higher than the final bearings.

8. CONCLUSIONS

An innovative design for high speed railway bridges was developed which, as from the classical twin girder solutions, incorporates the typical response capability of box sections. The double composite action is made general to the whole deck to respond to deformational and dynamic exigencies as to eccentric loads typical of the high speed railway. This design has been applied to the first composite high speed railway viaduct built in Spain.

Additional modifications introduced from classical twin girder solutions also involve transverse diaphragms, top slab configuration, stiffening systems and bottom torsional circuit closing. In our opinion, the final design is simpler than the classical solutions currently in vogue and maintains the deck's excellent structural and functional response.

Specific details were developed to improve the web patch loading resistance

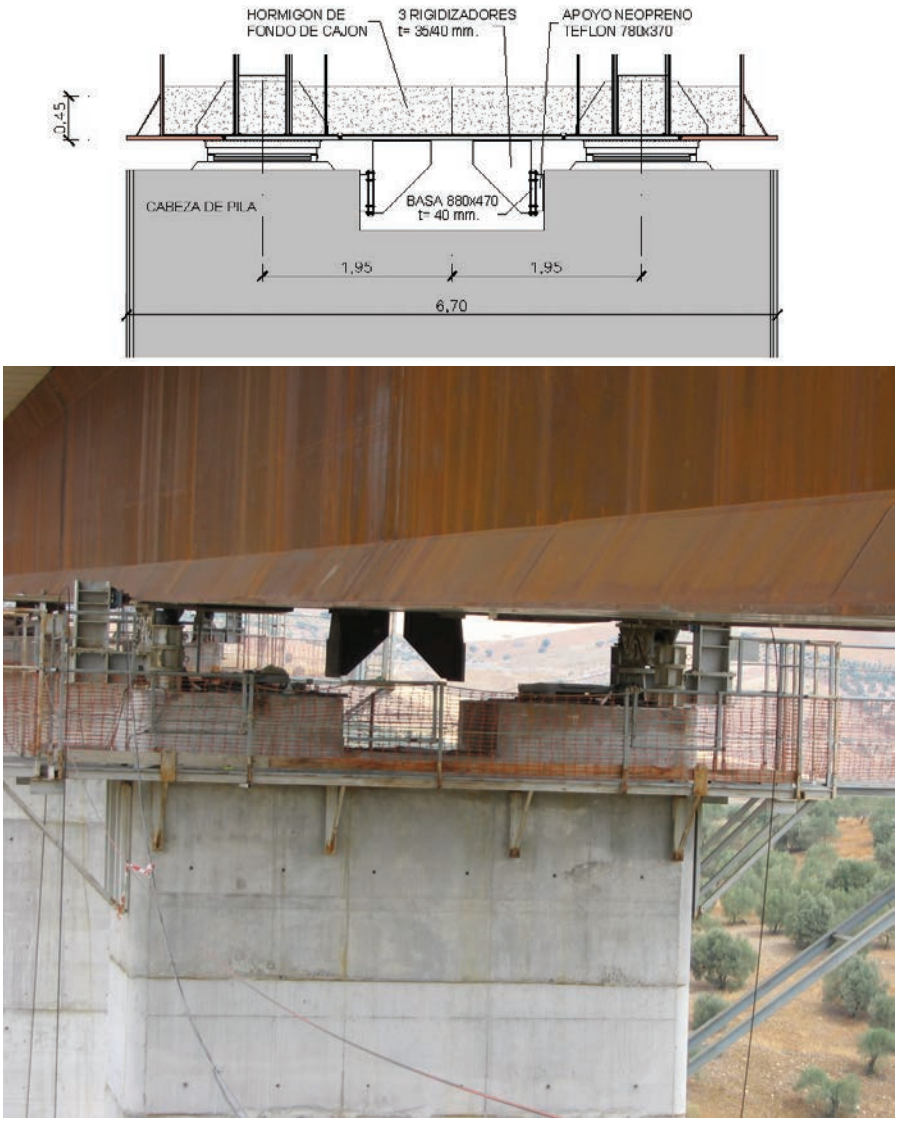


Fig 37. Detail of anti-seismic stops on pier heads.
Fig. 37. Detalle de los topes antisismo en cabeza de pilas.

principal del puente en esta dirección, de modo que las fuerzas de diseño de los mismos corresponden a la acción longitudinal mayorada debida al frenado y viento longitudinal. Se disponen en cada estribo cuatro amortiguadores con 2200 kN de fuerza máxima cada uno. La ley constitutiva del aparato para movimientos a gran velocidad, como los ocasionados por el frenado, es del tipo $F = C \times V^{\alpha}$. Al objeto de mantener la fuerza desarrollada por el aparato en un valor casi constante para un rango de velocidades amplio durante el ataque sísmico α debe ser inferior a 0.015. De este modo puede asumirse $F = C =$ 2200 kN, y la fuerza es a efectos prácticos independiente de la velocidad durante el sismo.

La capacidad de desplazamiento de los dispositivos debe ser considerada en el diseño, incluyendo los movimientos de origen reológico, térmico y sísmico. En nuestro caso, se dispusieron dispositivos capaces de absorber un desplazamiento máximo de ± 350mm. Una vez conocido el movimiento total, es esencial controlar también el movimiento previsible en el tablero bajo las acciones de frenado del tren, ya que éste puede afectar seriamente a la resistencia y estabilidad de la vía. En nuestro caso, se obtuvo un desplazamiento máximo inferior a 8 mm, claramente admisibles cuando se disponen aparatos de dilatación de vía en ambos estribos. Este desplazamiento está drásticamente afectado por la capacidad total de desplazamiento que se prevea en los aparatos. Un incremento de ésta obviamente mejora la seguridad de los dispositivos durante el sismo, en especial bajo eventuales sacudidas sísmicas más potentes que la considerada en el diseño, pero empeora la respuesta frente a acciones horizontales de servicio. Por tanto, no es conveniente sobredimensionar la capacidad de desplazamiento de los dispositivos en aras de una pretendida seguridad adicional frente al sismo.

En dirección transversal la fuerza sísmica máxima transmitida a la cabeza de las pilas es de 4500 kN. Se diseñaron unos topes antisismo como se muestra en la figura 37 bajo el tablero sobre las cabezas de las pilas para trasmitir las fuerzas transversales y permitir los movimientos longitudinales. Adicionalmente, los anclajes de los apoyos se diseñaron para resistir un tercio del sismo de diseño, equivalente a un sismo en servicio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

En la fotografía de la figura 37 el puente se encuentra todavía en posición provisional durante el lanzamiento apoyado sobre los apoyos deslizantes provisionales más elevados que los apoyos definitivos.

8. CONCLUSIONES

Se ha desarrollado un diseño innovador para puentes ferroviarios de alta velocidad que, a partir de las clásicas soluciones bijácena, incorpora capacidad de respuesta propia de las secciones cajón. La doble acción mixta se generaliza a todo el tablero para dar respuesta a las exigencias deformacionales y dinámicas frente a cargas excéntricas propias de la alta velocidad ferroviaria. Este diseño se ha aplicado al primer viaducto mixto de las líneas de alta velocidad de España.

Las modificaciones introducidas respecto a las clásicas soluciones bijácena afectan a los diafragmas transversales, configuración de la losa superior, sistemas de rigidización y cierre inferior del circuito torsional. El diseño final es en nuestra opinión más simple que las soluciones clásicas existentes en la actualidad, y mantiene una excelente respuesta estructural y funcional del tablero.

Se han desarrollado detalles específicos para mejora de la resistencia a acciones localizadas de las almas durante el empuje. Sin embargo, estas disposiciones no están cubiertas en los códigos normativos actuales, y se ha requerido un análisis con elementos finitos lineales y no lineales. Las células metálicas exteriores y los costeros laterales de hormigón interiores que configuran la recepción de la carga localizada durante el empuje mejoran drásticamente la capacidad de las almas frente a disposiciones más convencionales.

El diseño sísmico ha resultado también condicionante. Se han dispuesto en ambos estribos transmisores de impacto en dirección longitudinal con función de amortiguamiento durante el ataque sísmico, que constituyen una herramienta excelente para resolver la dualidad movimiento longitudinal/punto fijo derivada de los condicionantes del puente. La longitud del puente, la altura de las pilas y las condiciones de cimentación, y el emplazamiento en zona sísmica han hecho de esta solución no sólo la mejor, sino tal vez la única para resolver los condicionantes existentes.

Diferentes condiciones del proceso de empuje, así como las reacciones trasmitidas a las almas en los apoyos deslizantes durante el empuje son críticas para un diseño seguro. Se han realizado complejos análisis mediante elementos finitos no lineales relativos a la estabilidad de las almas durante el empuje, y además se ha desarrollado una metodología, sencilla pero muy eficaz para el control "in situ" de las reacciones verticales en el parque de montaje antes del inicio del empuje. Gracias a estos controles y análisis es posible una construcción del puente segura con una menor instrumentación más convencional durante la ejecución.

9. REFERENCIAS

[1] Millanes, F ; Pascual, J ; Alonso M.; Ortega, M; Bartolomé, O; "Arroyo las Piedras bridge": An innovative solution for high speed bridges. IABSE 2003 Symposium. Amberes 2003.

[2] Millanes, F.; Pascual, J. "Viaducto across the stream 'Las Piedras'. The first high speed railway line steel concrete composite bridge in Spain". Eurosteel Conference on Steel and Composite Structures. Maastricht (Holanda). Junio 2005.

[3] Société Suisse des ingénieurs et des architectes SIA 161. Constructions métalliques. 1990

[4] British Standard Institution. Steel, concrete and composite bridges. BS 5400.

[5] Eurocode 3.- prEN 1993 part 1-5. "Plated Structural Elements. Stage 34 Draft". 2003.

[6] Ripa, T; Pascual, J. "Design Improvements for Patch Loading Resistence in Bridges during Launching". Steel Bridge 2004. Symposium International sur les Ponts Métalliques. Millau (Francia). Junio 2004.

[7] Ripa, T.; Pascual, J.; Millanes, F. "Diseño para la mejora de la resistencia de almas esbeltas durante el empuje de grandes viaductos mixtos". III Congreso ACHE de Puentes y Estructuras. Zaragoza. Noviembre 2005.

during launching. However, these arrangements are not covered in current standards codes and an analysis was required using linear and non linear finite elements. Outside steel cells and inside concrete beam sides configuring localised load reception during launching greatly improve the web capability as against more conventional arrangements.

Seismic design also proved a conditioning factor. Longitudinal direction impact transmitters were fitted on both abutments with a shock absorbing function during an earthquake, constituting an excellent tool to solve the longitudinal movement/fixed point duality deriving from the bridge's conditioning factors. The length of the bridge, the height of the piers, the foundation conditions and siting in an earthquake area made this solution not only the best, but perhaps the only one to solve the conditioning factors existing.

Different conditions of the launching procedure and reactions transmitted to webs at the sliding bearings during launching are critical for a safe design. Complex analyses using non linear finite elements were performed relating to web stability during launching, and, in addition, a simple but highly effective methodology was developed for in-situ monitoring of vertical reactions in the assembly yard before starting to launch. Due to these controls and analyses, the bridge was safely built with less conventional instrumentation during the construction.

9. REFERENCES

[1] Millanes, F ; Pascual, J ; Alonso M.; Ortega, M; Bartolomé, O; "Arroyo las Piedras bridge": An innovative solution for high speed bridges. IABSE 2003 Symposium. Amberes 2003.

[2] Millanes, F.; Pascual, J. "Viaducto across the stream 'Las Piedras'. The first high speed railway line steel concrete composite bridge in Spain". Eurosteel Conference on Steel and Composite Structures. Maastricht (Holanda). Junio 2005.

[3] Société Suisse des ingénieurs et des architectes SIA 161. Constructions métalliques. 1990

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

[4] British Standard Institution. Steel, concrete and composite bridges. BS 5400.

[5] Eurocode 3. prEN 1993 part 15. "Plated Structural Elements. Stage 34 Draft." 2000.

[6] Ripa, T; Pascual, J. "Design Improvements for Patch Loading Resistence in Bridges during Launching". Steel Bridge 2004. Symposium International sur les Ponts Métalliques. Millau (Francia). Junio 2004.

[7] Ripa, T.; Pascual, J.; Millanes, F. "Diseño para la mejora de la resistencia de almas esbeltas durante el empuje de grandes viaductos mixtos". III Congreso ACHE de Puentes y Estructuras. Zaragoza. Noviembre 2007.

[8] Lebet, J.P. "Proyecto y lanzamiento de un puente de 130 m. de luz: el Viaducto de Vaux". III Jornadas Internacionales sobre Puentes Mixtos: Estado Actual de su Tecnología y Análisis. Madrid 2001.

[9] Rosignoli, M. "Bridge Launching" Thomas Telford Publishing. Londres 2002.

[10] Viñuela L. Recomendaciones para el proyecto de puentes de acero. Tomo 4, 1ª Ed. Empresa Nacional Siderúrgica S.A., Madrid, 1992.

[11] Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras. RPM-95. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Dirección General de Carreteras, Madrid, 1995.

[8] Lebet, J.P. "Proyecto y lanzamiento de un puente de 130 m. de luz: el Viaducto de Vaux". III Jornadas Internacionales sobre Puentes Mixtos: Estado Actual de su Tecnología y Análisis. Madrid 2001.

[9] Rosignoli, M. "Bridge Launching" Thomas Telford Publishing. Londres 2002

[10] Viñuela L. Recomendaciones para el proyecto de puentes de acero. Tomo 4, 1ª Ed. Empresa Nacional Siderúrgica SA., Madrid, 1992.

[11] Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras. RPM-95. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Dirección General de Carreteras, Madrid, 1995.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

RESUMEN DE CUANTÍAS

- Superficie total: 14 m x 1.208,80 m — 16.923,20 m^2
- Tablero mixto:
  - Losa superior (prelosas superiores + hormigón in situ)
    - Hormigón en losa in situ HA-35/B/20/IIb, hormigón en prelosas superiores HA-40/B/15/IIb — Total: 5.573,23 m^2
    - Acero pasivo B-500-SD — 1.875.353,75 kg
  - Hormigón inferior (Hormigón de fondo, costeros y prelosas inferiores) Hormigón de fondo y costeros HA-40/B/20/IIb, hormigón en prelosas inferiores HA-40/B/15/IIb — Total: 2.202,836 m^3
    - Acero pasivo B-500-SD — 844.188,5 kg
  - Acero estructural
    - Acero en vigas principales y mamparos S355 J2G2W — 4.246.391,18 kg (250,92 kg/m^2)
    - Acero en perfiles IPN superiores S355 J2G3 — 196.837,72 kg (11,63 kg/m^2)
    - Acero en perfiles de celosías S 275 JR — 89.301,63 kg (5,27 kg/m^2)
- Pilas:
  - Hormigón HA-40/B/20/IIb — 7.511 m^3
  - Acero pasivo B-500-SD — 1.266.322 kg
- Cimentaciones:
  - Hormigón HA-25/B/20/IIa+Qc — 16.044,6 m^3
  - Acero pasivo B-500-SD — 1.371.983,07 kg
  - Pilotes Ø1,80m — 312 ml (P-18 y P-19)

PRINCIPALES PARTICIPANTES

Propiedad:	ADIF (Agencia para el Desarrollo de Infraestructuras Ferroviarias)
Asesor de estructuras del ADIF:	José María Olaguíbel Álvarez-Valdés
Dirección de Obra:	ADIF / INECO
Contratistas:	Altec (contratista)
	Megusa (subcontratista, taller metálico)
	B.B.R. (subcontratista para el empuje)
	Maurer (subcontratista de apoyos y amortiguadores sísmicos)
	Lecrin (subcontratista de prelosas prefabricadas)
Concepción y Proyecto:	IDEAM S.A.
Control y Vigilancia de las Obras:	UTE IDEAM-Paymacotas S.A.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

SUMMARY OF QUANTITIES

- *Total area: 14 m x 1.0 m* — *10 m²*
- *Composite deck:*
  - *Top slab (top pre-slabs + in situ concrete)*
    - *In situ slab concrete HA-35/B/20/IIb, Concrete in top pre-slabs HA-40/B/15/IIb* — Total: 5,573.23 m²
    - *Passive steel B-500-SD* — 1,875,353.75 kg
  - *Bottom concrete (Concrete for depth, beam sides and bottom pre-slabs) Depth and beam sides concrete HA-40/B/20/IIb, Concrete in bottom pre-slabs HA-40/B/15/IIb* — Total: 2,202.836 m³
    - *Passive steel B-500-SD* — 844,188,5 kg
  - *Structural steel*
    - *Steel in main beams and diaphragms S355 J2G2W* — 4.246.391,18 kg (250,92 kg/m²)
    - *Steel in top IPN sections S355 J2G3* — 196,837.72 kg (11.63 kg/m²)
    - *Steel in truss sections S 275 JR* — 89,301.63 kg (5.27 kg/m²)
- *Piers*
  - *Concrete HA-40/B/20/IIb* — 7,511 m³
  - *Passive steel B-500-SD* — 1,266,322 kg
- *Foundations:*
  - *Concrete HA-25/B/20/IIa+Qc* — 16,044.6 m³
  - *Passive steel B-500-SD* — 1,371,983.07 kg
  - *Piles Ø 1,80m* — 312 ml (P-18 y P-19)

MAIN PARTICIPANTS

Owner:	*ADIF (Agencia para el Desarrollo de Infraestructuras Ferroviarias)*
ADIF´s structural advisor:	*José María Olaguíbel Álvarez-Valdés*
Site Management:	*ADIF / INECO*
Contractors:	*Altec (contractor)*
	Megusa (subcontractor, steel shop)
	B.B.R. (subcontractor for launching)
	Maurer (subcontractor for seismic supports and shock absorbers)
	Lecrin (subcontractor for precast pre-slabs)
Conception and Design:	*IDEAM S.A.*
Work Control and Surveillance:	*IDEAM-Paymacotas S.A. JV.*

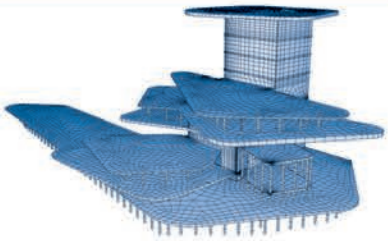
Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

SOFiSTiK AKTIENGESELLSCHAFT

SOFiSTiK

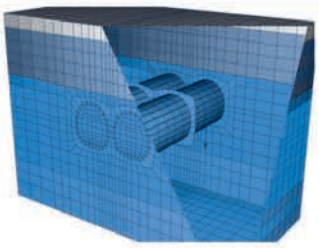
Programa de Cálculo y Análisis de Elementos Finitos

Proyecto de estructuras de edificación

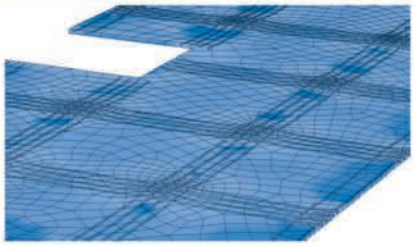


Proyecto de puentes

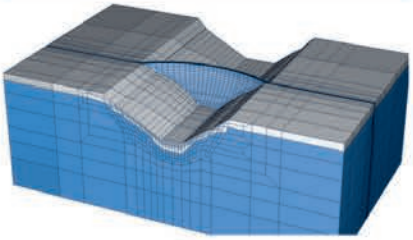
Ingeniería de túneles



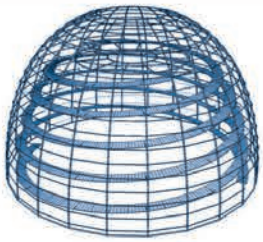
Hormigón pretensado y postesado



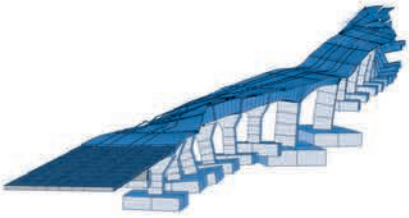
Geotécnica



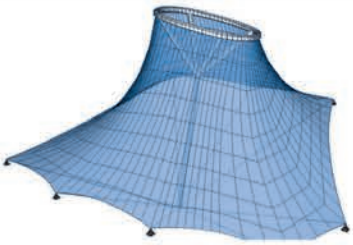
Proyecto de estructuras metálicas



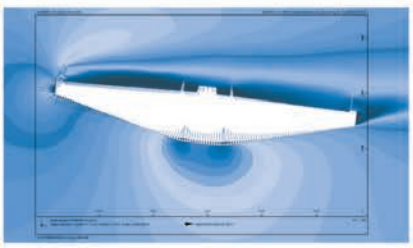
Efectos dinámicos



Estructuras de tela



Dinámica de fluidos



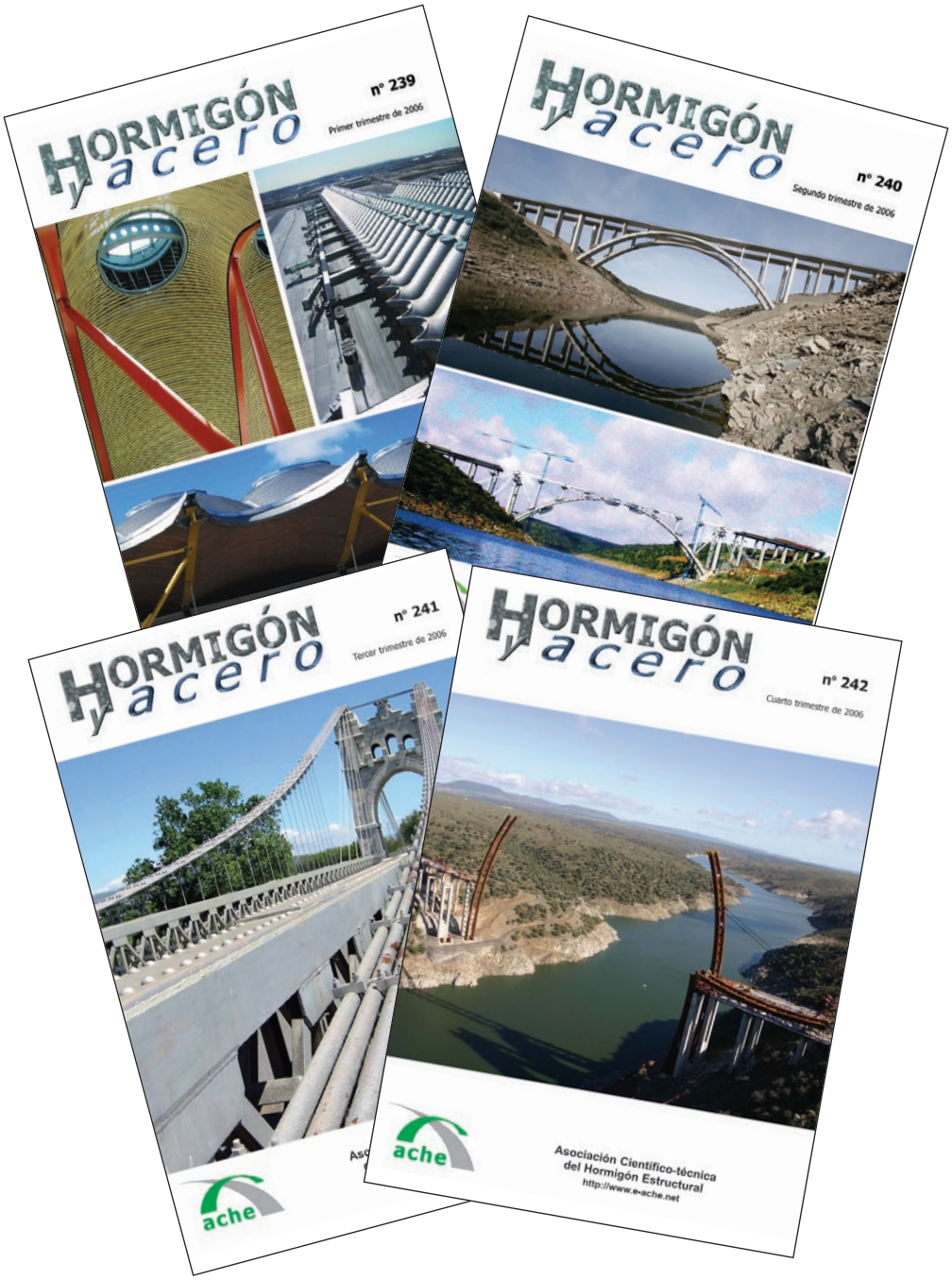
www.sofistik.com
sofistik@calter.es

CALTER ingeniería

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

HORMIGÓN y acero

últimos números publicados



ache

Base de datos de artículos publicados en números anteriores disponible en:

http://www.e-ache.net

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Ampliación de determinadas estructuras existentes en la zona noroeste de la M-30

Enlargement of some existing structures in the northwest section of M-30

Ricardo Domínguez Bautista
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Director de Construcción de MC30

José Antonio Torroja
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería, S.L.

José María de Villar Luengo
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería, S.L.

Luis de Sobrón Lumbreras
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
OHL, S.A.

José Mª Olaguíbel Álvarez-Valdés
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Asesor de Estructuras para OHL, S.A.

Juan Ramón Rosado Martín
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
OHL, S.A.

RESUMEN

El artículo se refiere a una actuación estructural de características especiales realizada dentro de las obras de remodelación de la M-30. En la zona Noroeste la M-30 fue construida a nivel inferior al terreno colindante discurriendo entre muros y bajo tres estructuras de gran ancho que en superficie adoptan la forma de glorietas. Siendo necesario ampliar el ancho de estas estructuras se han estudiado varias posibilidades y finalmente se ha ejecutado esta ampliación mediante un proceso constructivo singular que ha permitido retranquear los estribos de las estructuras existentes sin demoler los tableros.

SUMMARY

The article presents a structural intervention of special characteristics that has been carried out within the enlargement works that are being developed in the M-30 urban motorway. In the Northwest zone of Madrid the M-30 was constructed at a lower level than the adjacent land running between walls and under three structures of great wide that in surface adopt a roundabout form.

It has been necessary to widen these structures. In order to do this, several possibilities have been studied and finally the extension with a singular constructive process has been executed. The process that has been chosen has allowed to move the abutments of the existing structures without demolishing the original decks.

1. INTRODUCCION

Bajo el nombre genérico de remodelación de la M-30 se agrupan un conjunto de proyectos que, teniendo en común el ámbito geográfico y un propósito funcional con bases uniformes, presentan características constructivas muy diferentes. De forma muy simplificada podríamos agrupar los proyectos en tres grupos:

– Actuaciones sobre enlaces de la M–30 con vías de penetración al interior de la ciudad.

– Actuaciones que crean nuevas infraestructuras (básicamente los grandes túneles de los by-pass Norte y Sur).

– Remodelación y en su caso soterramiento del tronco principal de la M-30.

Dentro de este último grupo, cuyo proyecto más característico sería la remodelación y soterramiento del tronco de la M-30 en la zona del río, se encuentra también la actuación denominada “Remodelación de la vía de servicio de la M-30 en la zona noroeste y ampliación a tres carriles en el enlace con la parte Oeste de la M-30” (Figura 1).

Cuando fue construida la actual M-30 la zona noroeste era parte del extrarradio de la ciudad, existían importantes núcleos de población en el exterior del anillo pero el anillo mismo discurre por una vaguada natural que no estaba integrada en la ciudad. Las calzadas pasan deprimidas en mayor o menor

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

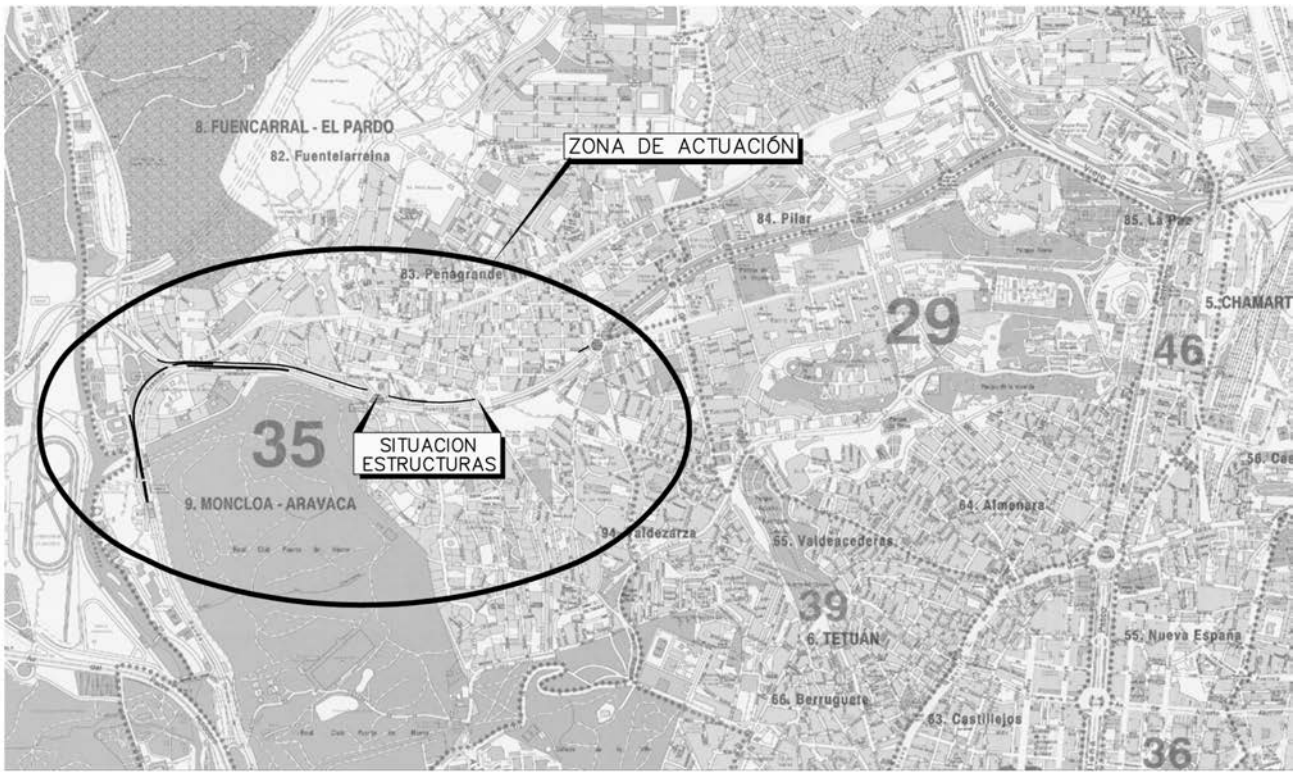


Figura 1. Plano de situación.

medida respecto al terreno natural entre muros de altura variable; para unir ambos lados se construyeron tres estructuras de gran anchura bajo las que circula la M-30 y que en superficie adoptan la tipología de glorietas con conexión muy limitada con esta vía. De este a oeste se trata de las glorietas de Mariano Salvador Maella, Nueva Zelanda y Francisco Bayeu y Subías.

En este artículo se trata la actuación realizada en esta zona y, concretamente, se describen las ampliaciones de las estructuras situadas en las dos últimas glorietas mencionadas.

2. DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS EXISTENTES

Los pasos existentes en las glorietas de Nueva Zelanda y Francisco Bayeu se configuraban como estructuras de dintel continuo de dos vanos de 13,45 m de luz, con tableros hormigón armado. Los tableros tienen una sección transversal nervada, con vigas separadas a una distancia entre ejes de 5,00 m y un canto de 1,10 m; sus paramentos laterales son inclinados, dando lugar a un ancho variable desde 0,90 m en la base hasta 3,00 m en la unión con la losa superior de 0,22 m de canto. En las zonas de apoyos sobre los estribos las vigas quedan unidas por riostras que configuran unas vigas transversales de 1,10 m de canto.

El ancho de los tableros es de 90 y 120 m respectivamente, estando divididos por juntas longitudinales en módulos de anchos variables. La estructura de la glorieta de Nueva Zelanda tiene tres módulos, con anchos de 25 m los módulos laterales y 40 m el central. La estructura de la glorieta de Francisco Bayeu tiene cuatro módulos, con anchos de 30, 40, 40 y 10 m.

La pila central consiste en una serie de fustes de hormigón de sección rectangular, situados bajo las vigas del tablero, unidos por una zapata corrida. Los estribos eran simples muros de hormigón, continuación de los muros entre los que va encajada la M-30 en esa zona, cimentados sobre zapatas corridas.

El apoyo de las vigas sobre los fustes de la pila se realiza mediante placas de neopreno zunchado. El apoyo sobre los estribos se materializaba con rótulas de hormigón.

3. JUSTIFICACION DE LA AMPLIACION

Con el paso del tiempo y de forma más acelerada recientemente, toda la zona colindante ha experimentado un gran desarrollo urbanístico alrededor del eje formado por la Avenida de los Pinos, desarrollo que demandaba una mayor integración y conexión de la M-30 con el viario de la zona. Este condicionante, unido a la necesidad de tener al menos tres carriles en cada sentido de circulación del tronco de la M-30 para conseguir la continuidad y homogeneidad a lo largo del mismo, llevó a la necesidad de abordar una actuación bajo los parámetros de la ampliación de la plataforma y la creación de vías de servicio a ambos lados del tronco principal que, articuladas sobre las glorietas superiores, permitieran las conexiones de esta zona con la M-30.

Para conseguir este objetivo las estructuras o glorietas sobre la M-30 presentaban un ancho insuficiente para permitir bajo ellas el paso de nuevos carriles y ramales de conexión con o hacia las vía de servicio, lo que llevó a la conclusión de la necesidad de la ampliación de estas estructuras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

4. SOLUCIONES CONSIDERADAS

El aumento del número de carriles bajo las estructuras se podía encarar de dos maneras; mediante la ampliación de las mismas, con un incremento de la luz libre de los vanos en una longitud de 4,20 m, realizado por ambos lados en la estructura de la glorieta Nueva Zelanda y por un solo lado en la de Francisco Bayeu, o bien adosando nuevas estructuras laterales a las existentes que permitieran ubicar los nuevos carriles.

Siguiendo las dos líneas indicadas se estudiaron diversas soluciones para la ampliación de las estructuras que se pueden resumir en tres grupos:

1) Demolición y construcción de nuevos tableros y estribos en las estructuras existentes.

2) Creación de pasos en cajón en el trasdós de los estribos actuales.

3) Ampliación de los vanos de las estructuras manteniendo las pilas centrales y la estructura del tablero y retranqueando los estribos (Figura 2).

La primera solución se eliminó por problemas de coste y afección al tráfico en la fase de construcción de las obras. En cuanto a la segunda presentaba grandes problemas de disponibilidad de terrenos y de afección a edificios y parcelas

Figura 2. Sección transversal de la estructura sin ampliar y ampliada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

colindantes. Por ello se eligió finalmente la tercera solución que presentaba las siguientes ventajas:

— Baja afección al tráfico de las glorietas y al de la M-30 durante la construcción, ya que los trabajos a realizar eran poco agresivos en cuanto al tipo de maquinaria a utilizar y al espacio a ocupar. Esta circunstancia quedó avalada por el hecho de que durante la ejecución de la obra se mantuvo el tráfico en la M-30 por dos carriles en cada sentido de circulación, siendo la única molestia para los usuarios la limitación de velocidad preceptiva en las zonas de obra.

– El espacio necesario se reducía al estrictamente preciso para conseguir el ancho de plataforma y carriles de incorporación de las vías de servicio sin producir afecciones a terceros.

– Se aprovechaban íntegramente los tableros y las pilas centrales de las estructuras actuales con lo que se conseguía un coste perfectamente asumible.

– Por último se adaptaba mejor a la filosofía que se adoptó para la ampliación desde el primer momento, que fue la de conservar y mantener en uso el mayor número posible de elementos de las estructuras existentes.

Los únicos inconvenientes que tenía esta solución eran el de presentar mayores dificultades de ejecución y requerir un estudio más exhaustivo a nivel de proyecto, al tener que comprobar la idoneidad de los elementos que se iban a mantener en la nueva estructura desde los puntos de vista funcional y resistente, inconvenientes que quedaban ampliamente superados por las ventajas anteriormente enumeradas.

El problema que surge al considerar esta solución es lograr que los esfuerzos sobre los tableros en las estructuras ampliadas sean sensiblemente iguales a los que se producen en las estructuras existentes, lo que llevó a considerar las siguientes opciones.

– Hacer la ampliación manteniendo la luz de los vanos de las estructuras existentes, lo que se consigue apoyando a media madera los extremos del tablero sobre sendos voladizos empotrados en los nuevos estribos retranqueados. Se produce un incremento insignificante de las luces respecto a las de las estructuras existentes, por lo que resultaría innecesaria la comprobación del tablero en la nueva situación (Figura 3).

Ampliar la estructura haciendo solidario el tablero antiguo con la ampliación y modificando por tanto la luz del tablero, pero dando al empotramiento del mismo en los estribos la suficiente rigidez como para que la sección de momento nulo, en la nueva situación de estructura ampliada, coincida aproximadamente con la de apoyo sobre estribo de la estructura existente (Figura 4).

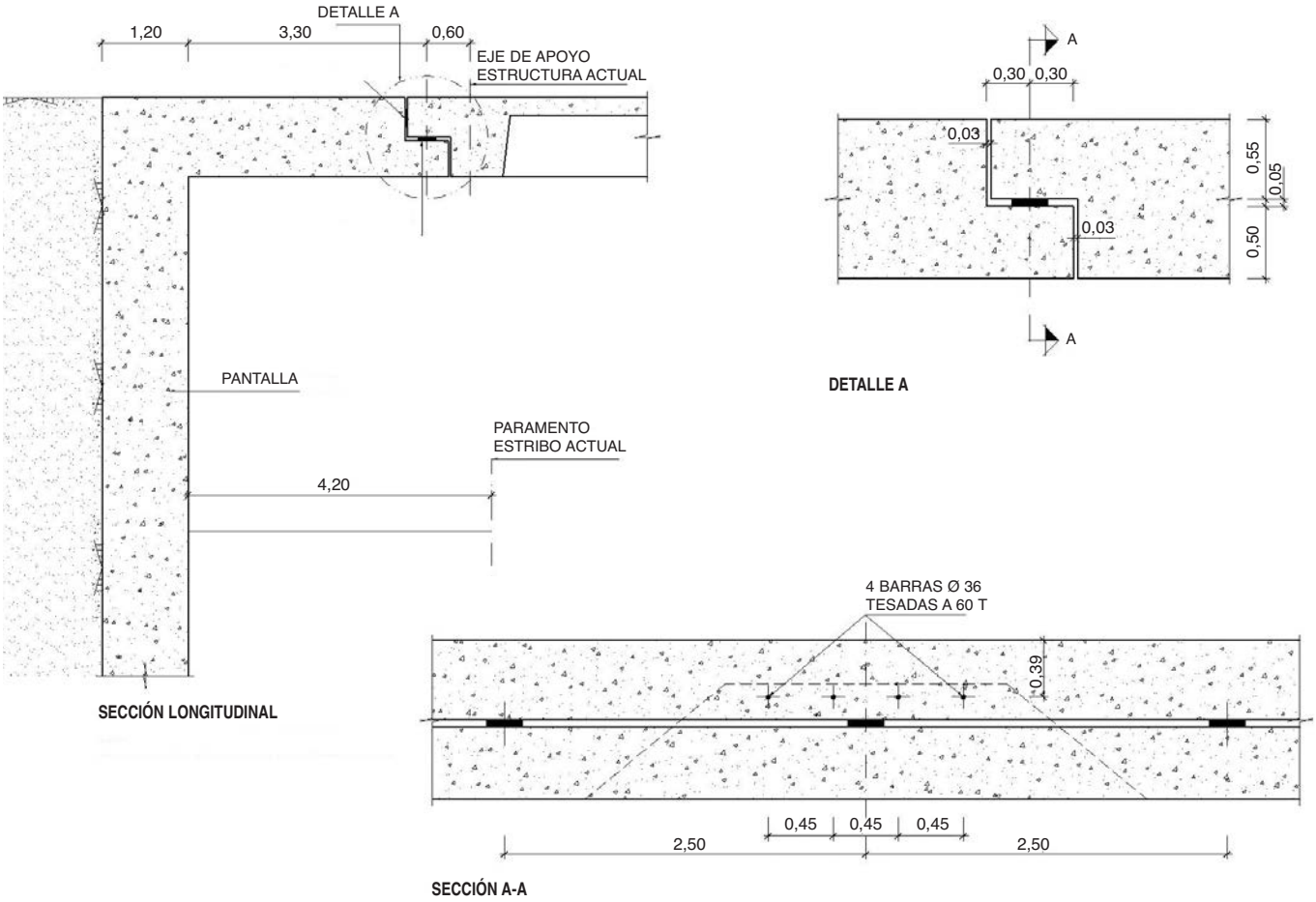


Figura 3. Detalle estudio ampliación de la estructura con apoyo a media madera.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

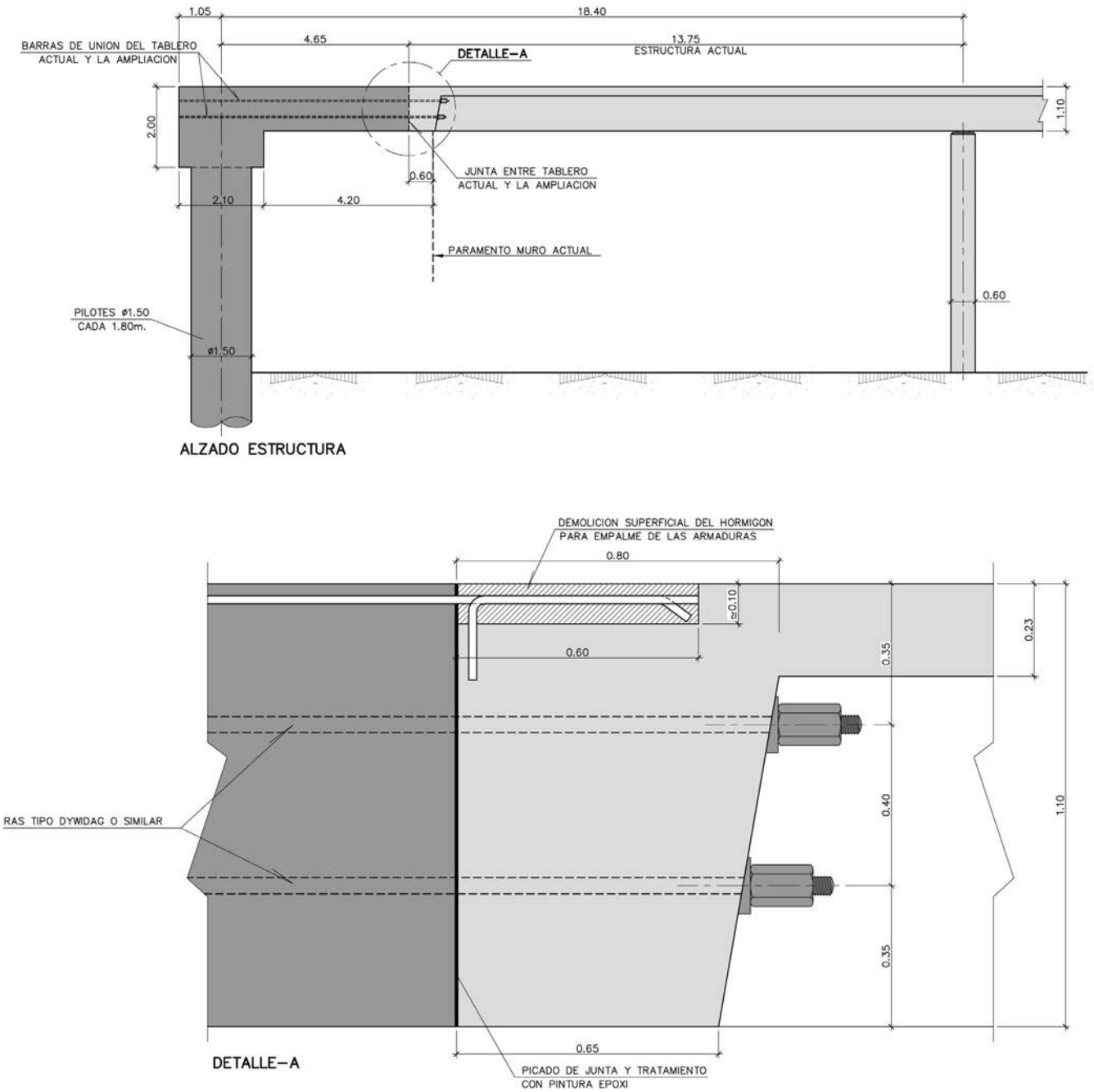


Figura 4. Detalle de conexión de ampliación en la solución adoptada.

Aunque en principio la solución enunciada en primer lugar resultaba muy atractiva, ya que no modificaba los esfuerzos en la pila y la ley de esfuerzos en el tablero era prácticamente idéntica a la de las estructuras existentes al no haber modificado las luces de sus vanos, tenía el inconveniente de la creación de juntas de calzada en los extremos de los tableros, elementos incómodos para el tráfico y que requieren una cuidadosa y continua conservación; por otra parte, al tratarse de una glorieta, el tráfico sobre las juntas no es siempre normal a las mismas, sino que puede producirse con diversos esviajes, lo que tiende a acelerar su degradación. Estructuralmente presentaba el problema del apoyo a media madera, que debía materializarse en un canto total muy pequeño (1,10 m), originando la aparición de secciones cuyo comportamiento resistente es muy forzado, dando origen a fisuraciones que, si bien son admisibles, proporcionan una entrada a los agentes agresivos, potenciados por la coincidencia de la junta de calzada que facilita la presencia de humedades.

Por ello se ha optado por la segunda opción, que elimina el problema de las juntas de calzada y con la que se consigue un mayor hiperestatismo, con el consiguiente aumento de la seguridad global de la estructura y de sus condiciones de durabilidad (Figura 5) y (Figura 6).

El mayor inconveniente de esta solución reside en la imposibilidad de ajustar la ley de esfuerzos en los nuevos tableros a los de las estructuras existentes, inconveniente que se resuelve con los mecanismos que se definen en el apartado siguiente.

5. DESCRIPCION DE LA SOLUCION ADOPTADA

La ampliación de los tableros se consigue adosando al extremo de los mismos una losa maciza de hormigón armado

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

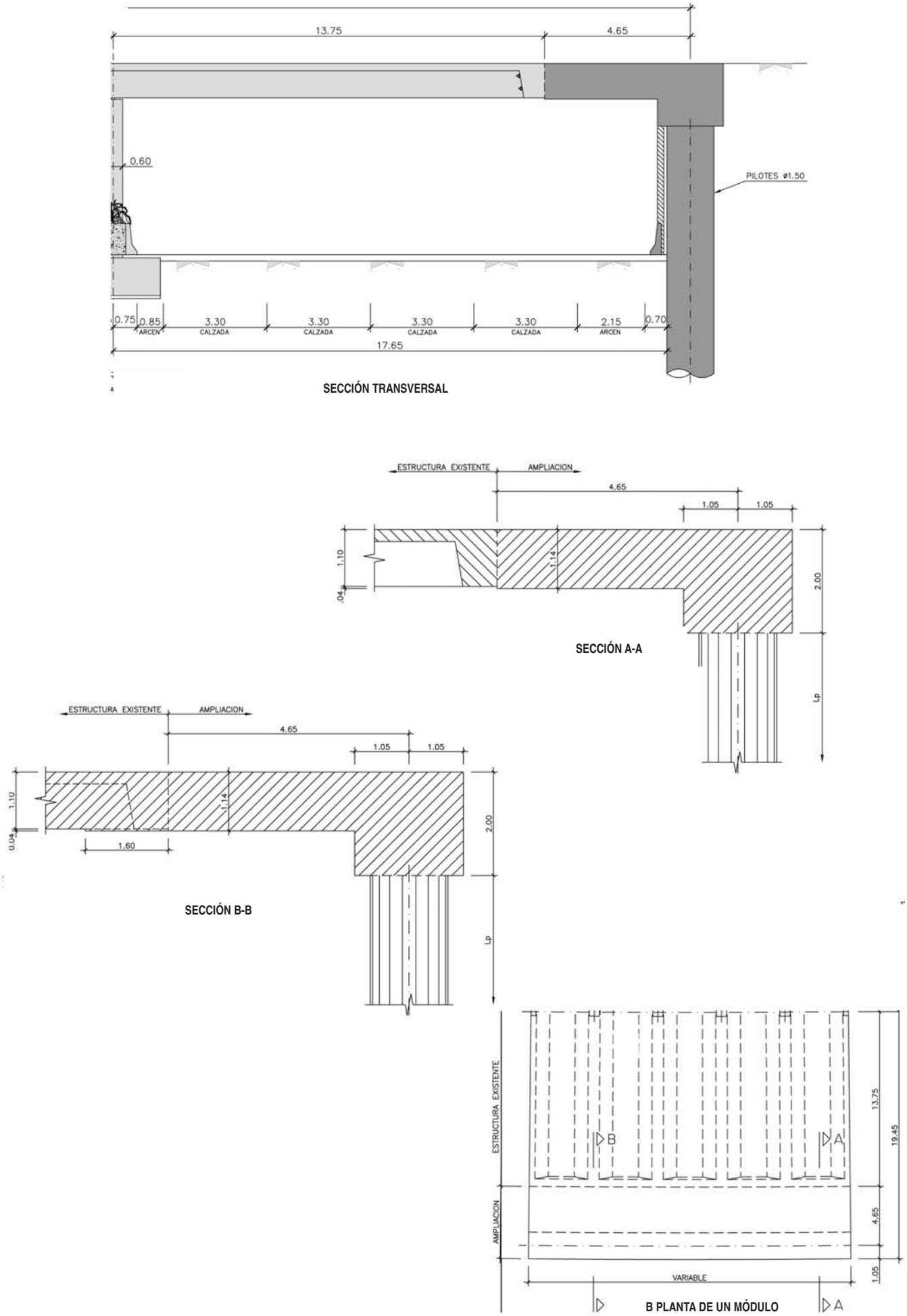


Figura 5. Plano de la solución adoptada. Sección transversal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Figura 6. Solución adoptada en ejecución.

Figura 8. Detalle 2: Chapas conexión y postesado.

Figura 7. Detalle 1: Chapas conexión y postesado.

Figura 9. Viga de atado de pilotes.

de 1,14 m de canto, empotrada en los nuevos estribos, consiguiéndose vanos con luces de 18,40 m, lo que supone un incremento en la luz libre de 4,20 m. Las juntas longitudinales existentes en los tableros actuales se prolongan en las zonas ampliadas.

La sección más delicada es la de unión del tablero actual con la ampliación que, para la posición pésima de la sobrecarga, soporta un momento positivo que produce tracciones en la cara inferior de los nervios. La unión se asegura mediante tres mecanismos.

– El empotramiento de la armadura longitudinal en las caras superior e inferior de la losa ampliada en el tablero existente, solapándola con la armadura de éste.

– La conexión inferior del tablero existente con el ampliado mediante chapas metálicas situadas en cada nervio, dimensionadas para resistir las tracciones que produce el momento positivo en la sección de unión (Figura 7) y (Figura 8).

– Un pretensado formado para cada viga por cuatro barras de 36 mm de diámetro tesadas a 70 toneladas, que unen el tablero actual y la ampliación, con anclajes situados en el extremo de la losa ampliada y en la riostra transversal del tablero existente, dimensionado con la condición de que se cumpla el estado límite de agotamiento por esfuerzo rasante en la junta, sin tomar en cuenta la armadura pasiva.

Los nuevos estribos están formados por pantallas de pilotes perforados de 1,50 m de diámetro, con longitudes comprendidas entre 17,60 m y 11,30 m y separaciones también variables, debido a la curvatura en planta, entre 1,835 m y 1,635 m. El número de pilotes es de 95 en la estructura de la glorieta de Nueva Zelanda y de 63 en la de Francisco Bayeu.

El empotramiento del tablero en las pantallas de pilotes se realiza mediante una potente viga de borde de 2,00 m de canto y 2,10 m de ancho (Figura 9).

6. PROCESO CONSTRUCTIVO

Las actividades se describen para un módulo genérico y se han repetido en los restantes módulos siguiendo un orden que estuvo determinado por los desvíos de tráfico de obra para el mantenimiento de las circulaciones superiores. Únicamente la fase inicial de pilotaje y final, con la demolición del muro y terminaciones, se han ejecutado de forma continua en cada estructura.

A continuación se procede a describir el proceso con sus diferentes fases y las actividades más representativas que las conforman.

Fase 1. Ejecución de la pantalla de pilotes (Figura 10 a)

Se ejecutaron los pilotes constitutivos de los nuevos estribos guardando la precaución de un exacto replanteo para que las

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

juntas longitudinales del tablero no coincidieran con ningún pilote.

Fase 2. Excavación de la zona entre pilotes y el muro-estribo (Figura 10 b)

Esta zona se excavó hasta una profundidad de 1,00 m por debajo de la cabeza de los pilotes. En el fondo de la excavación se creó una plataforma plana, bien compactada y hormigonada con un mallazo, que posteriormente se utilizó para apoyo de la cimbra del tablero ampliado.

Fase 3. Apertura de ventanas en el muro-estribo (Figura 10 c)

Con el fin de colocar la chapa de conexión entre el tablero existente y el ampliado, se ejecutaron cajetines en el muro-estribo existente debajo de cada una de las vigas del tablero, dejando estas vigas apoyadas en una longitud mínima de rótula de 0,90 m.

Fase 4. Colocación de las chapas de conexión (Figura 10 d)

En primer lugar se preparó la zona de conexión descubriéndose las armaduras inferiores y superiores de los nervios con el fin de solapar con ellas las armaduras del tablero ampliado y, en el caso de la cara inferior, con el de crear un espacio entre el hormigón del tablero y la chapa para rellenarlo posteriormente con una inyección de mortero que asegurara, junto con los conectadores, el trabajo conjunto de hormigón y chapa.

Desde la cara superior del tablero se perforaron ocho taladros en cada viga para la colocación de barras roscadas de 25 mm de diámetro, que atraviesan todo el canto de la viga y la chapa y cumplen una doble función:

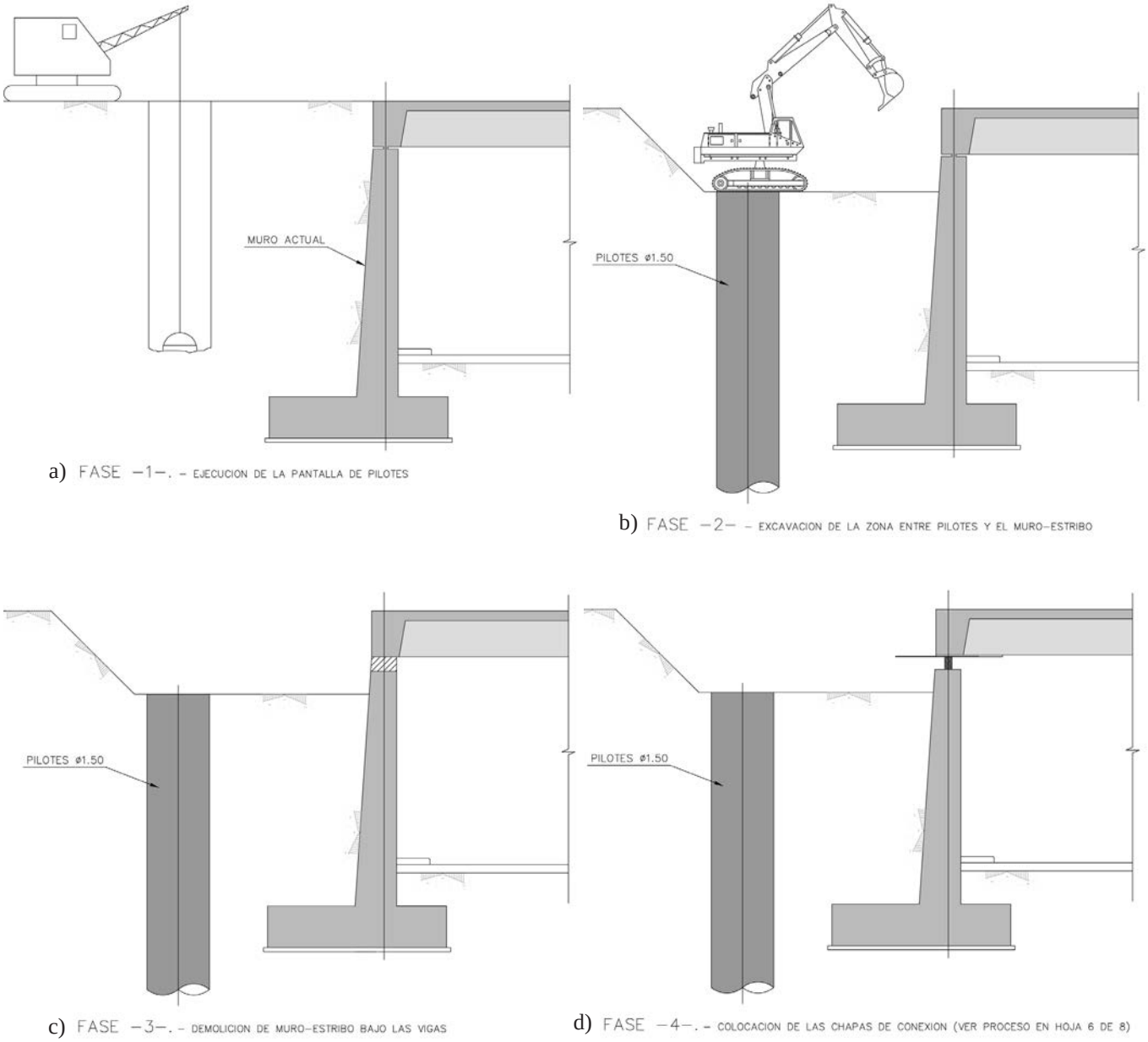


Figura 10. Fases de ejecución 1 a 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

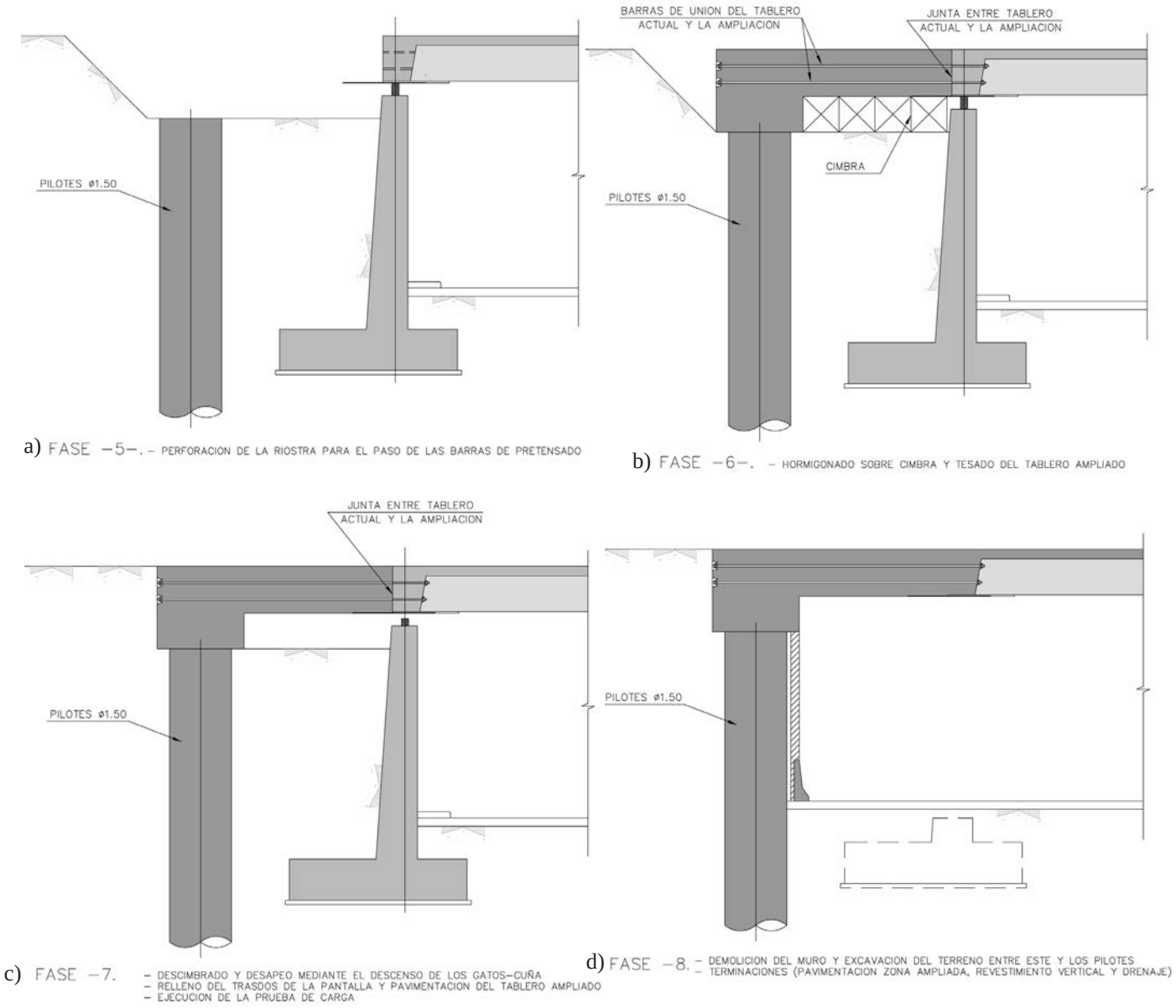


Figura 11. Fases de ejecución 5 a 8.

– Son los elementos de unión o conectadores que aseguran el trabajo conjunto del hormigón del tablero y la chapa de conexión.

– Sirven para la sujeción provisional de las chapas, mediante las correspondientes tuercas situadas bajo las mismas, desde el momento de su colocación bajo las vigas hasta el endurecimiento del mortero de relleno.

Finalmente se procedió al relleno de los taladros de ubicación de las barras y el espacio entre el hormigón y la chapa con una inyección de mortero epoxi. Se prefirió este material frente a un mortero de base cementosa atendiendo a la mayor adherencia de aquel a la placa metálica y, por tanto, a la mejor transmisión de los esfuerzos a través de la misma.

La operación se realizó desde la parte superior del tablero mediante tubos de inyección que se introdujeron hasta la chapa utilizando los taladros de las barras. El proceso de inyección se mantenía hasta lograr el rebose del mortero por el borde superior de los taladros y por las purgas colocadas en los laterales del sellado perimetral de la chapa, con lo que se aseguraba el completo relleno de los taladros y del espacio entre el hormigón y la chapa.

Fase 5. Perforación de las riostras para el paso de las barras de pretensado (Figura 11 a)

La operación se realizó anclando una máquina de perforación y extracción de testigos en el trasdós del muro-estribo existente para poder perforarlo manteniendo las exigencias en cuestión de tolerancia en alineaciones y replanteos.

Fase 6. Hormigonado y tesado del tablero ampliado (Figura 11 b)

El hormigonado de las zonas ampliadas se realizó tras las operaciones de cimbrado, encofrado y ferrallado de las mismas; asimismo, con anterioridad al hormigonado, se aplicó una imprimación de resina epoxi a la cara frontal del tablero

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

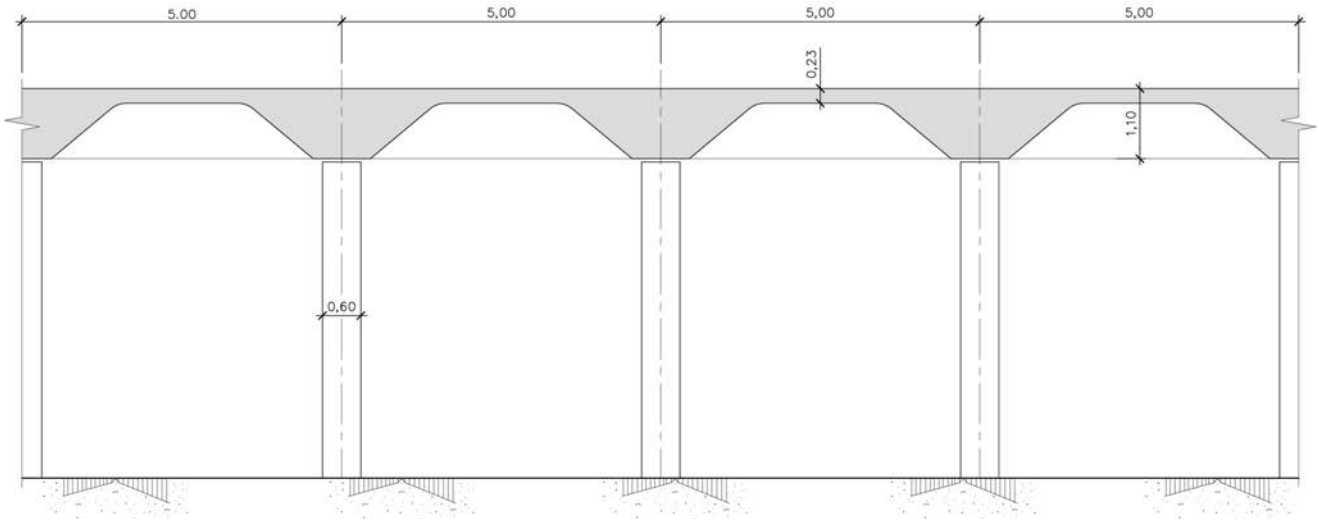


Figura 12. Alzado longitudinal de la estructura.

existente que previamente había sido picado para dejar una superficie rugosa.

Finalmente se procedió al tesado de las barras al alcanzar el hormigón una resistencia característica superior a 25 N/mm^2. El control de la fuerza de tesado se realizó midiendo el alargamiento producido en las barras.

Fase 7. Apeo provisional y desapeo del tablero. Prueba de carga (Figura 11 c)

Una vez terminadas las fases anteriores se procedió a realizar las siguientes operaciones:

– Apeo provisional del tablero mediante gatos-cuña hidráulicos de 125 Tm. situados en las ventanas abiertas en el muro-estribo

– Retirada de la cimbra

– Demolición de las zonas de rótulas plásticas sobre las que todavía se apoyaba el tablero

– Desapeo del tablero mediante el descenso de los gatos-cuña, con lo que la estructura queda en su situación definitiva.

– Seguidamente se realizó la prueba de carga de cada módulo de la estructura, obteniéndose resultados satisfactorios, por lo que fueron abriéndose provisionalmente al tráfico sobre el tablero los módulos de estructura ejecutados.

Fase 8. Terminaciones (Figura 11 d)

Completada la estructura y con el tráfico circulando sobre el tablero, se procedió a la retirada del terreno que quedaba entre el trasdós de los muros-estribo existentes y los nuevos, la demolición de los muros-estribo, la ejecución del drenaje, el revestimiento de las pantallas de pilotes y la pavimentación de la vía ampliada bajo la estructura.

6. CALCULOS REALIZADOS

Además del dimensionamiento de los elementos nuevos de las estructuras (pantalla de pilotes, losa, pretensado y chapa de unión) se realizó una comprobación de los tableros existentes, sometidos con la ampliación a unos esfuerzos con valores distintos a los soportados antes de la misma (Figura 12). Dado que los esfuerzos en el tablero dependen del grado de rigidez de su empotramiento en las pantallas de pilotes, para el cálculo de los mismos se han utilizado dos modelos, un modelo “rígido” y otro “flexible”, variando en uno u otro sentido las constantes de muelle horizontal del relleno. Además, en el modelo flexible se han considerado los pilotes exentos en los 7,00 m superiores, mientras que en el rígido se ha mantenido la coacción al desplazamiento en dicha zona.

Además de estas variantes se ha introducido una situación de empotramiento perfecto del tablero en las pantallas de pilotes. Con esta hipótesis se ha realizado el dimensionamiento de las armaduras de las pantallas de pilotes y de la zona de momentos negativos de la ampliación del tablero, al comprobarse que el incremento de las armaduras no es importante y sin embargo proporciona una seguridad adicional notable frente a una posible fisuración en la zona de unión.

Por último, se ha comprobado la tracción en el tablero existente producida por la introducción del pretensado en las zonas ampliadas. La comprobación, realizada sin tener en cuenta el efecto favorable del empuje del relleno y aceptando la hipótesis pésima de considerar el tablero fijo en sus extremos para movimientos horizontales, con lo que la tracción que aparece en el tablero antiguo será la debida al alargamiento del mismo que iguale el acortamiento de las zonas ampliadas en los extremos, da una tensión de tracción de 0,26 N/mm^2, absolutamente irrelevante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Análisis experimental de las vibraciones causadas por el viento en el puente sobre el río Tajo ("Arcos de Alconétar")

Experimental analysis of the wind induced vibrations of the bridge over the river Tagus ("Alconétar Arches")

Vicente Puchol de Celis
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
KINESIA Ingeniería

RESUMEN

En este artículo se describe el análisis experimental de las vibraciones ocurridas en el puente sobre el río Tajo, denominado "Arcos de Alconétar", perteneciente a la Autovía de la Plata (A-66). Dichas vibraciones fueron inducidas por un fenómeno dinámico de desprendimiento de torbellinos en los arcos que sustentan el tablero, solucionado mediante la adición de deflectores. La respuesta de la estructura se ha monitorizado con un sistema de instrumentación específicamente orientado a vigilar la mitigación del fenómeno y a confirmar la seguridad de la obra en las fases de construcción y servicio.

SUMMARY

This paper describes the experimental analysis of the vibrations of the Alconétar Arches, located in La Plata dual carriageway over the river Tagus. These vibrations were induced in the arches that support the deck by a vortex shedding phenomenon under wind flow and have been solved by means of curved deflectors arranged on the arches flanges. The structural behaviour of the bridge has been specifically monitored to survey the reduction of the phenomenon and to take a decision on the safety of the bridge during the construction phase and during its design life.

1. INTRODUCCIÓN

El puente objeto de este estudio se enmarca en el tramo Cañaveral-Hinojal de la autovía de la Plata (A-66), a su paso sobre la cola del embalse de Alcántara. Tiene una orientación aproximada norte-sur y está formado por dos estructuras gemelas, constituidas cada una de ellas por un doble arco metálico que sustenta un tablero superior mixto de acero-hormigón.

Los arcos, de 220m de luz y 42.50m de flecha, están formados por cajones metálicos de 1.25m de anchura y canto variable entre 3.20m (arranques) y 2.20m (clave). Los dos arcos que soportan cada tablero están transversalmente arriostrados entre sí mediante un sistema de cruces de San Andrés.

La longitud total de las estructuras es de 399.75m, distribuida en dos vanos extremos de 17.875m de luz y 14 vanos intermedios de 26.00m de luz. Los nueve vanos centrales se apoyan sobre los arcos mediante pilas metálicas, en tanto que los siete vanos restantes son exteriores a los arcos y se apoyan sobre pilas de hormigón. Cada pila está formada por dos fustes de sección constante arriostrados superiormente mediante una viga dintel.

El sistema constructivo de cada arco ha consistido en el montaje in situ de las cuatro grandes piezas en que ha sido dividido y fabricado en taller. Para ello, en cada orilla, un cuadrante de arco dispuesto verticalmente esperaba a recibir en su extremo superior a un segundo cuarto. Una vez colocada la segunda pieza sobre la primera, se rigidizaba la unión y los dos semiarcos resultantes se abatían hasta su encuentro en el centro del río.

La primera manifestación del fenómeno aerodinámico tuvo lugar, precisamente, durante una de las maniobras de abatimiento (Figura 1). En tanto uno de los semiarcos esperaba en

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

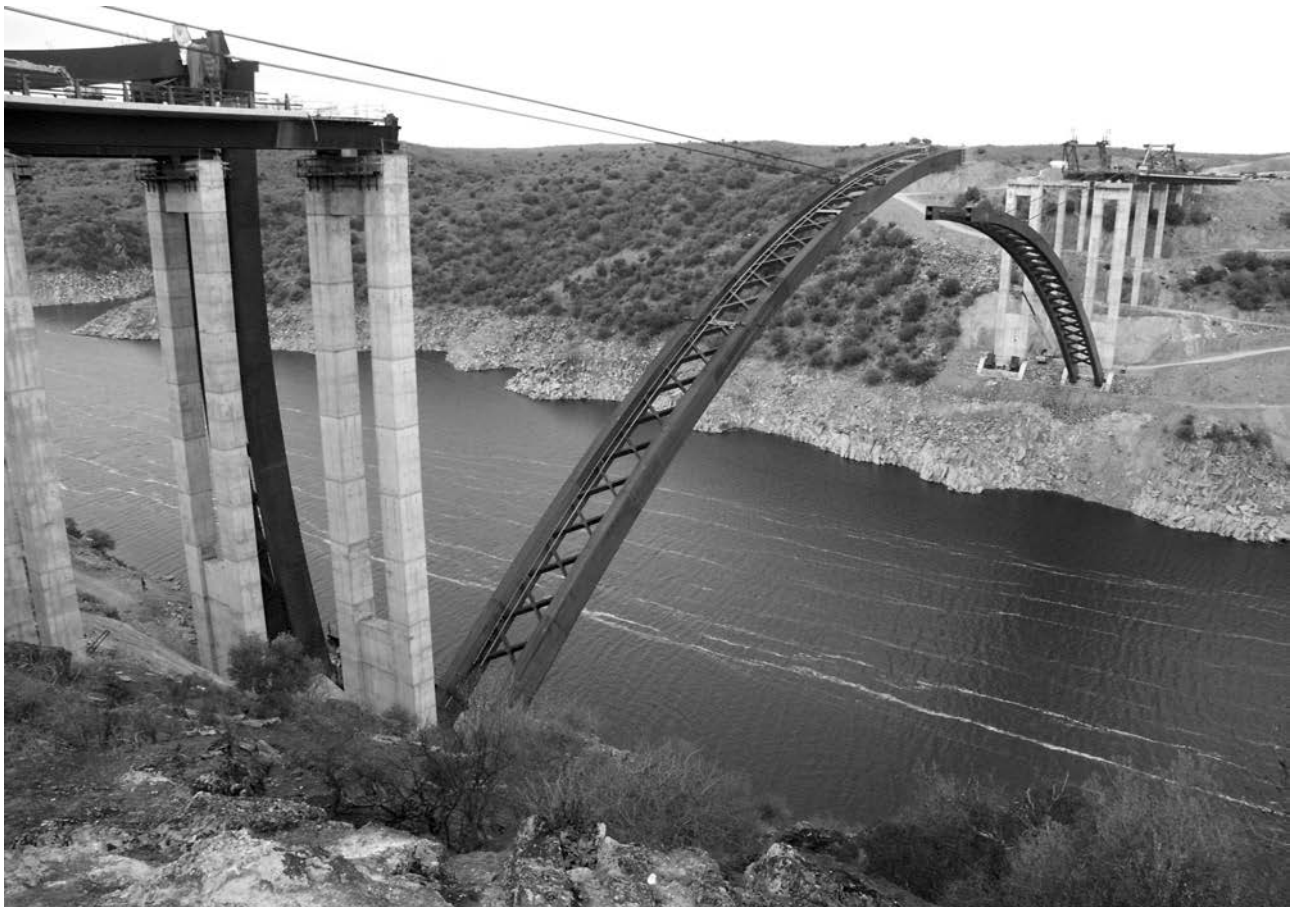


Figura 1. Situación constructiva cuando se produjo el primer fenómeno de resonancia.

su posición casi definitiva, el otro, algo más alzado, empezaba a sufrir los zarandeos que le provocaba el viento. Si bien la velocidad de éste era moderada, inferior a 30km/h, las oscilaciones del arco eran suficientemente elevadas como para impedir el desarrollo normal de las operaciones.

Posteriormente, ya con el arco cerrado y con vientos de similar intensidad, la estructura exhibió unas oscilaciones cuya amplitud se estimó, visualmente, en ±80cm de amplitud. Este fenómeno se repitió diversas veces entre los meses de enero y febrero de 2006, con ocurrencias de varias horas de duración, lo que dañó, ya en el mes de enero, una de las secciones de riñón del arco de calzada izquierda. La estabilidad mecánica de la estructura se mantuvo gracias a la eficacia para dar paso al esfuerzo axil mostrada por el sistema de arriostramiento entre arcos.

Los vientos causantes de estas vibraciones extremas soplaban perpendiculares al plano del arco, provenientes del este.

La vibración aerodinámica del arco fue originada por un fenómeno prolongado de desprendimiento de torbellinos alternados (estela de Kármán) a una frecuencia coincidente con la de uno de los modos principales del arco. El daño tuvo lugar en las secciones de riñón porque la frecuencia de vibración excitada por el viento fue la correspondiente al segundo modo característico del arco: antimétrico, con máxima curvatura en dichas secciones. La frecuencia teórica, confirmada posteriormente de forma experimental, era de, aproximadamente, 0.70 Hz.

Cabe destacar que el fenómeno, una vez desencadenado, alcanzaba varias unidades “g” de amplitud de aceleración.

A la vista del problema, se decidió proceder a la instalación de un sistema de instrumentación dinámica (ya previsto desde el inicio de la obra para su posterior seguimiento en servicio) y realizar una monitorización intensiva de la situación estructural en fase constructiva.

Esta instrumentación se sumó a otras de carácter estático dispuestas para el control de las operaciones de colocación de pilas metálicas sobre los arcos y maniobras de empuje del tablero. No obstante, el presente artículo se centra exclusivamente en la instrumentación dinámica por su mayor importancia funcional y por el complejo proceso de datos a que dio lugar.

La obra se encuentra actualmente en servicio, habiendo sido inaugurada oficialmente el 27 de julio de 2006.

2. ENSAYO PRELIMINAR

Inmediatamente tras el primer suceso vibratorio con arco cerrado y continuidad en clave, pero aún exento de tablero, acaecido el 10 de enero de 2006, se llevó a cabo una auscultación preliminar tendente a:

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

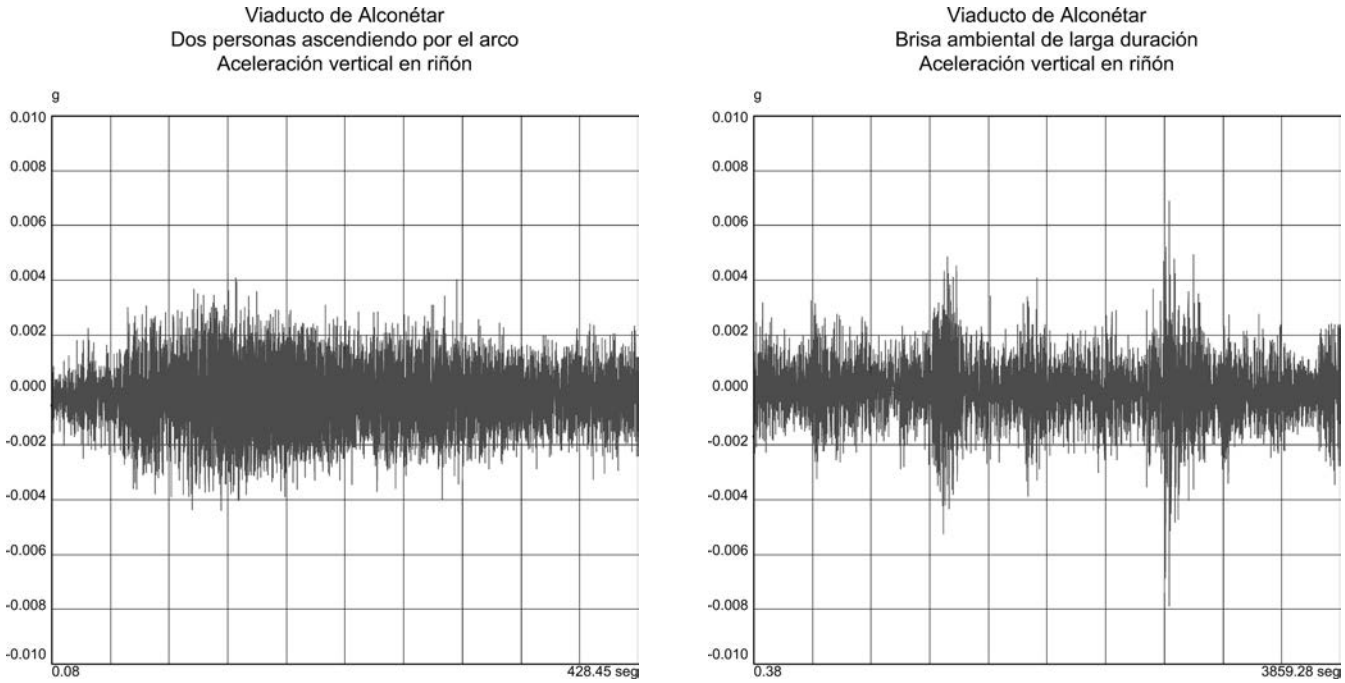


Figura 2. Acelerogramas del arco excitado por (a) 2 personas ascendiendo por el mismo con paso sincronizado y (b) brisa ambiental de larga duración.

- Confirmar el modo de vibración inducido por el viento, que, dada su gran amplitud, había podido ser estimado visualmente como antimétrico asociado a una frecuencia de 0.70Hz.

- Cuantificar con precisión la frecuencia de vibración por si fuera necesario diseñar sistemas de amortiguación basados en masas sintonizadas (TMD).

Esta auscultación se hizo el 26 de enero, fecha en la que, desgraciadamente, no sopló viento alguno y hubo que recurrir a la excitación *manual* del arco mediante la acción de dos personas transitando por él. Finalmente, se hizo también un registro bajo la acción de brisa ambiental suave de larga duración. Ambos métodos provocaron una excitación de magnitud similar, en torno a 0.004g, como puede verse en los acelerogramas que se presentan en la Figura 2.

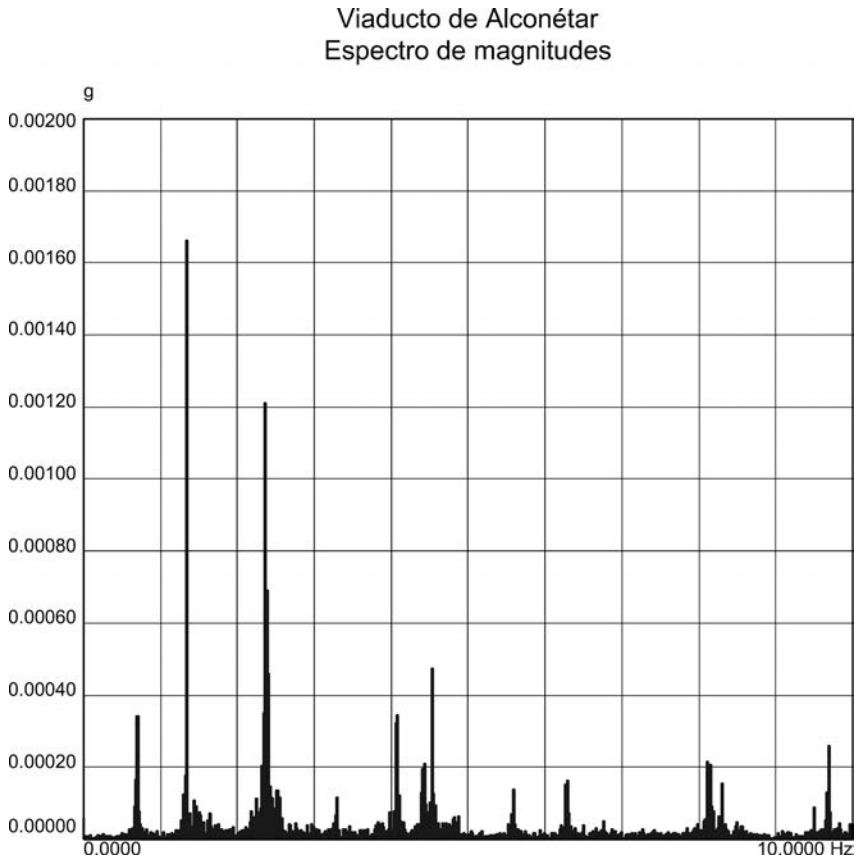
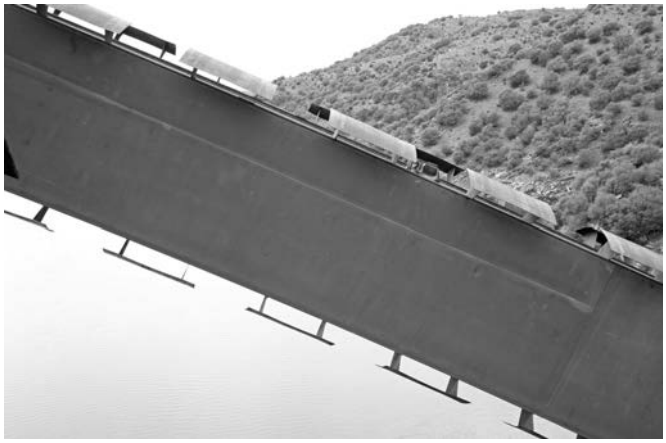


Figura 3. Espectro de frecuencias correspondiente a los acelerogramas de la Figura 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025



Figuras 4 y 5. Deflectores instalados en las esquinas externas de todos los arcos.

Con estos acelerogramas, se obtuvo un primer espectro de trabajo (Figura 3) que ya identificaba las frecuencias de los modos principales; en particular, la del modo antimétrico, confirmado en 0.70Hz.

El espectro está obtenido mediante FFT (Transformada Rápida de Fourier, algoritmo que permite el cambio bidireccional de información entre los dominios del tiempo y la frecuencia), habiéndose procesado 16.384 puntos consecutivos adquiridos a razón de 40 lecturas/seg, lo que proporciona una resolución de 0.00244Hz. Con pequeñas variaciones, ésta es la técnica de base empleada profusamente a lo largo de este trabajo. Cabe mencionar que las señales de los acelerómetros se filtraron antes de su digitalización para evitar la contaminación espectral por *aliasing* (falsas frecuencias que aparecen en el espectro cuando la señal analizada contiene alguna componente más elevada que la velocidad de muestreo).

En este ensayo no se obtuvo el índice de amortiguamiento por no disponerse de una excitación franca que introdujera un impulso nítido ampliamente destacado de la vibración ambiental de fondo.

3. INSTRUMENTACIÓN DE CONTROL DINÁMICO

A la vista de la patología descrita, se procedió el 23 de febrero a la instalación y puesta en marcha de un sistema de adquisición dinámica de datos que permitiera controlar la acción de viento y la correspondiente respuesta de la estructura. La monitorización se hizo en la estructura de calzada izquierda. El sistema estuvo operativo hasta el 23 de junio; es decir, proporcionando 4 meses de vigilancia intensa y continua.

Cuando el sistema instrumental fue instalado, ya se habían colocado en los arcos los deflectores de viento. Esta fue la solución adoptada para dificultar el desprendimiento de torbellinos por la vía de evitar la separación del flujo de aire. Cada deflector es una chapa curva separada del arco mediante sendas chapas ortogonales al mismo, conformando entre las tres una sección transversal en *pi* (Figuras 4 y 5).Los sensores dispuestos para la observación experimental de la acción y efecto del viento fueron los siguientes:

- 2 anemómetros-veleta, colocados a una altura de unos 3m por encima del arco exterior. Uno de los anemómetros-veleta se colocó a la altura del riñón norte (Figura 6) y, el otro, en el riñón sur.

- 4 acelerómetros para el registro de aceleraciones verticales en riñones norte (Figura 7) y sur, y vertical y horizontal transversal en clave.

Para la ubicación del sistema de adquisición de datos (Figura 8), se preparó un habitáculo en el interior del arco,

Figuras 6 y 7. Anemómetro-veleta y acelerómetro (este último trasladado posteriormente al interior del arco).

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

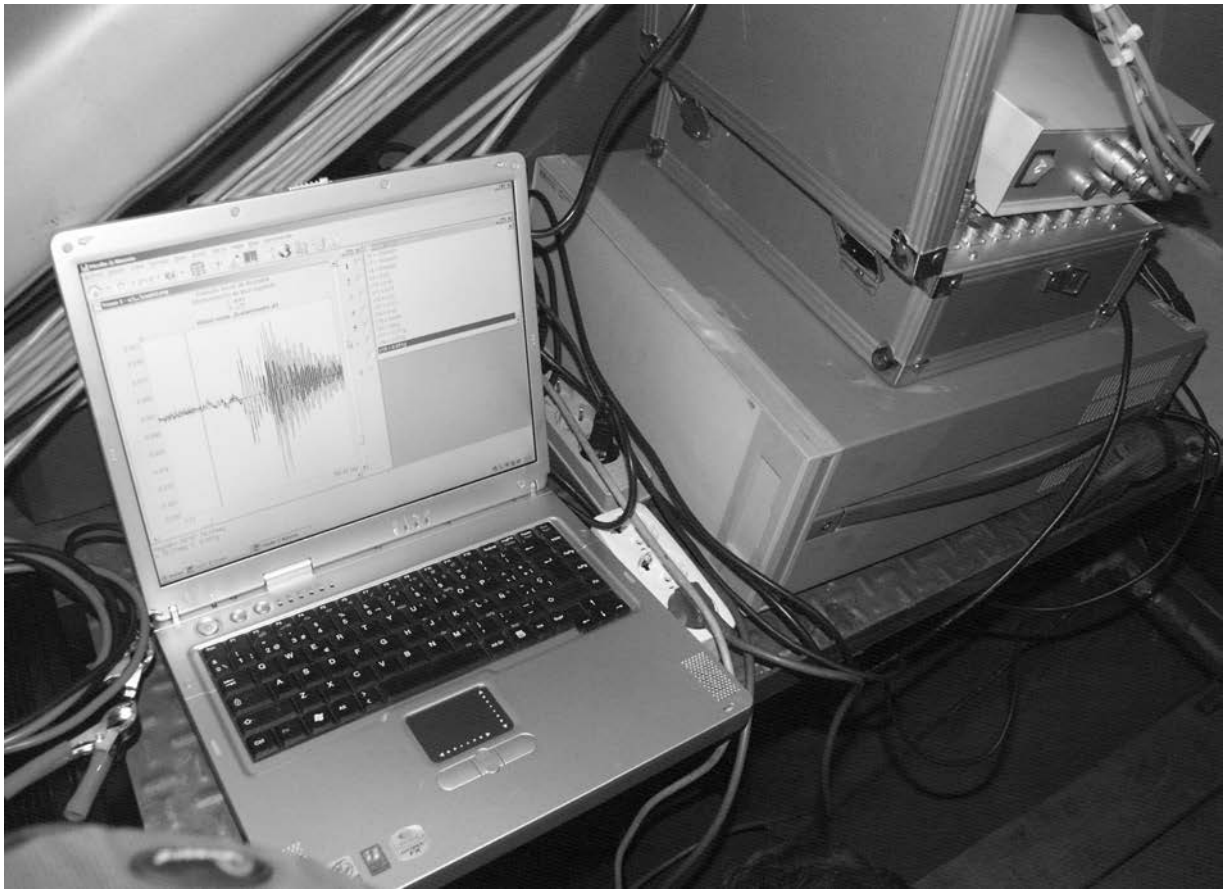


Figura 8. Sistema de adquisición de datos ubicado en el interior del arco.

junto al arranque del mismo, separado del resto mediante un diafragma con puerta de acceso.

Una primera dificultad de orden práctico fue garantizar el suministro eléctrico a un sistema de medida que debía permanecer en guardia permanente para registrar cualquier evento de viento. Dada la imposibilidad de conseguir sobre la marcha un SAI comercial de suficiente autonomía, se improvisó un conjunto de baterías de 12V (de las utilizadas habitualmente en camiones) que eran recargadas durante el día por un grupo electrógeno de obra, buscando que el sistema tuviera reservas suficientes de energía para funcionar durante la noche. Al grupo electrógeno se le dotó de un sistema de autoarranque gobernado por reloj, de forma que, tras unos tanteos de ajuste, se consiguió mantener siempre activo el sistema de adquisición de datos, bien fuera alimentado por el grupo, bien por las baterías.

Para que el sistema de medida funcionara de forma autónoma, se fijaron unos umbrales de disparo muy reducidos que dieran lugar, cada vez que se superaran, a capturas de datos mantenidas en el tiempo. La duración de cada captura se prefijó en 2 minutos, y, entre evento y evento, se dejaba un descanso de un minuto para no generar un excesivo número de disparos consecutivos en los días ventosos. Aun a sabiendas de que iba a producirse una sobreabundancia de datos, se estableció que el sistema se activara con una velocidad de viento tan reducida como 10km/h o una vibración del arco tan leve como 0.015g. La idea era que todo evento dinámico, ya fuera provocado por la acción del viento o por la respuesta de la estructura, quedara registrado.

Puesto que la construcción de la obra seguía su curso, muchos de los disparos del sistema fueron motivados por golpes de montaje y tránsito de personas. Por ello, el proceso de datos que se describe más adelante comenzó necesariamente con una revisión y clasificación de los registros obtenidos.

La velocidad de medida adoptada fue de 40 lecturas por segundo y sensor, lo que, permite un análisis frecuencial con fondo de escala máximo teórico de 20Hz.

4. ENSAYO DE SUELTA DE PESO

A efectos de caracterizar adecuadamente los parámetros dinámicos de la estructura, se llevó a cabo un ensayo de suelta de peso el 24 de mayo de 2006. Para ello, se colgó un bloque de hormigón de unas 5t bajo el riñón norte de la calzada izquierda y se procedió a una liberación brusca (Figuras 9 y 10).

En este ensayo, se hizo un registro dinámico de 12 minutos de duración (Figura 11) con el que se obtuvo un coeficiente de amortiguamiento logarítmico de valor:

$$\delta = 0.00856$$

que equivale a una razón de amortiguamiento crítico ζ = 0.14%. Se trata, por tanto, de una tasa muy reducida, acorde con la dimensión y esbeltez de la estructura. En este sentido, el arco metálico no disponía apenas de capacidad disipativa con la que oponerse a la acción del viento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Figuras 9 y 10. Peso de 5t liberado bruscamente.

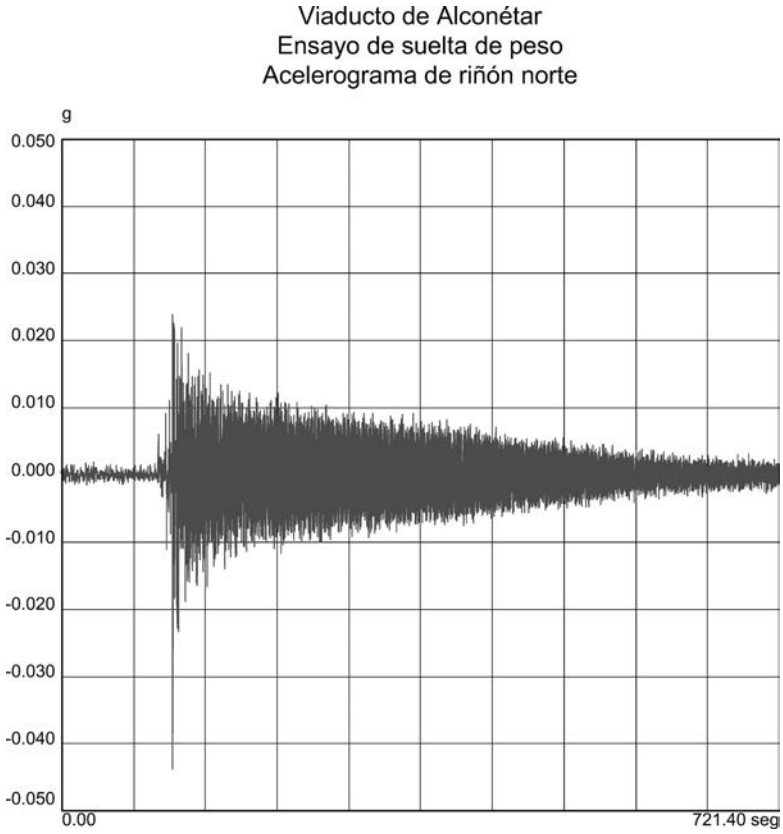


Figura 11. Acelerograma registrado en riñón norte en el ensayo de suelta de peso.

5. ENSAYO DE PASO DE VEHÍCULO SOBRE OBSTÁCULO

Durante los meses de abril, mayo y junio de 2006 hubo muchas situaciones de viento con velocidades que rondaban los 40km/h. Aunque los deflectores instalados funcionaban adecuadamente, no se descartaba todavía la instalación de dispositivos adicionales que mitigaran aún más las vibraciones aerodinámicas por la vía de aumentar la capacidad de amortiguamiento estructural, que, como se ha dicho anteriormente, era muy reducida.

La actuación consistiría, caso de llevarse a cabo, en la colocación de dispositivos pasivos del tipo "masa sintonizada" (TMD), cuyo comportamiento característico es el de oscilar en contrafase con la estructura, contrarrestando y dificultando la formación grandes movimientos oscilatorios.

Con este objetivo, se planteó un nuevo ensayo dinámico que complementara al de suelta de peso realizado anteriormente. En este caso, el arco no estaba ya exento, sino que estaban colocadas sobre el mismo las tres cuartas partes del tablero (a falta, sólo, del último y cuarto empuje desde ambas orillas para cerrar la plataforma sobre la clave).

El ensayo se llevó a cabo el 16 de junio. Como medio de excitación, se utilizó una grúa ligera, de unas 27t de peso, que se posicionó sobre la pila P7 (lo más avanzada posible en el tablero hacia la clave) y circuló desde ahí hasta el estribo E1 con velocidad de 10km/h. Entre las pilas P6 y P5 (es decir, a la altura del riñón norte) se dispuso un tablón de unos 8cm de grosor para que se produjera un impacto al paso del vehículo. Los resultados obtenidos pueden verse en la Figura 13.

El viento reinante durante los 9 minutos que duró el registro tenía una velocidad media de 14km/h, aceptablemente baja

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

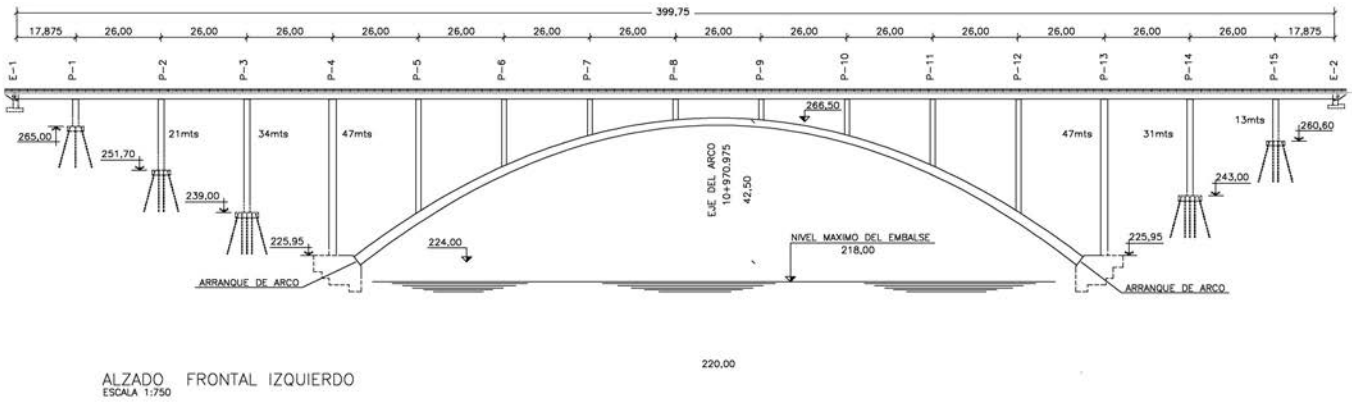


Figura 12. Esquema de alzado del puente.

para validar el índice de amortiguamiento que se obtuviera en la prueba.

La máxima aceleración se produjo en la clave, con un pico de 0.048g.

Las frecuencias principales movilizadas en este ensayo fueron de 1.074Hz (modo simétrico en el que la clave vibra en oposición a los riñones) y 3.145Hz. Complementariamente, se detectó la frecuencia del modo de vibración en flexión transversal (fuera del plano del arco), cifrada en 0.459Hz.

Sobre el acelerograma, se aplicó un filtro pasa-bajos digital para eliminar la componente de 3.145Hz y evaluar el amortiguamiento a 1.074Hz, habiéndose obtenido:

$$\delta = 0.0276$$

que equivale a una tasa $\zeta = 0.44\%$ de amortiguamiento crítico. La capacidad de amortiguamiento se había, por tanto, triplicado con relación a la situación de arco exento.

6. ACCIÓN DEL VIENTO Y RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA

Entre el 23 de febrero y el 23 de junio de 2006 se registraron, con el sistema de control descrito anteriormente, 3.150 eventos dinámicos. Cada uno de estos eventos daba lugar a un archivo de captura que recogía los valores de 8 sensores (2 anemómetros, 2 veletas y 4 acelerómetros) a lo largo del tiempo, a razón de 40 lecturas por segundo y sensor.

Si bien la mayoría de los eventos tenía una duración de 2 minutos, porque así se había prefijado en la configuración del sistema de adquisición de datos, se hicieron cuatro capturas especiales, disparadas manualmente, que tienen varias horas de duración. El motivo de las mismas era documentar ininterrumpidamente (historias sin fragmentar) vientos de larga proyección temporal junto con la respuesta estructural asociada.

Una vez depurados los archivos, y eliminados aquéllos que no correspondían a eventos de viento sino a operaciones de obra, quedaron 2.609 capturas válidas que acumulaban casi

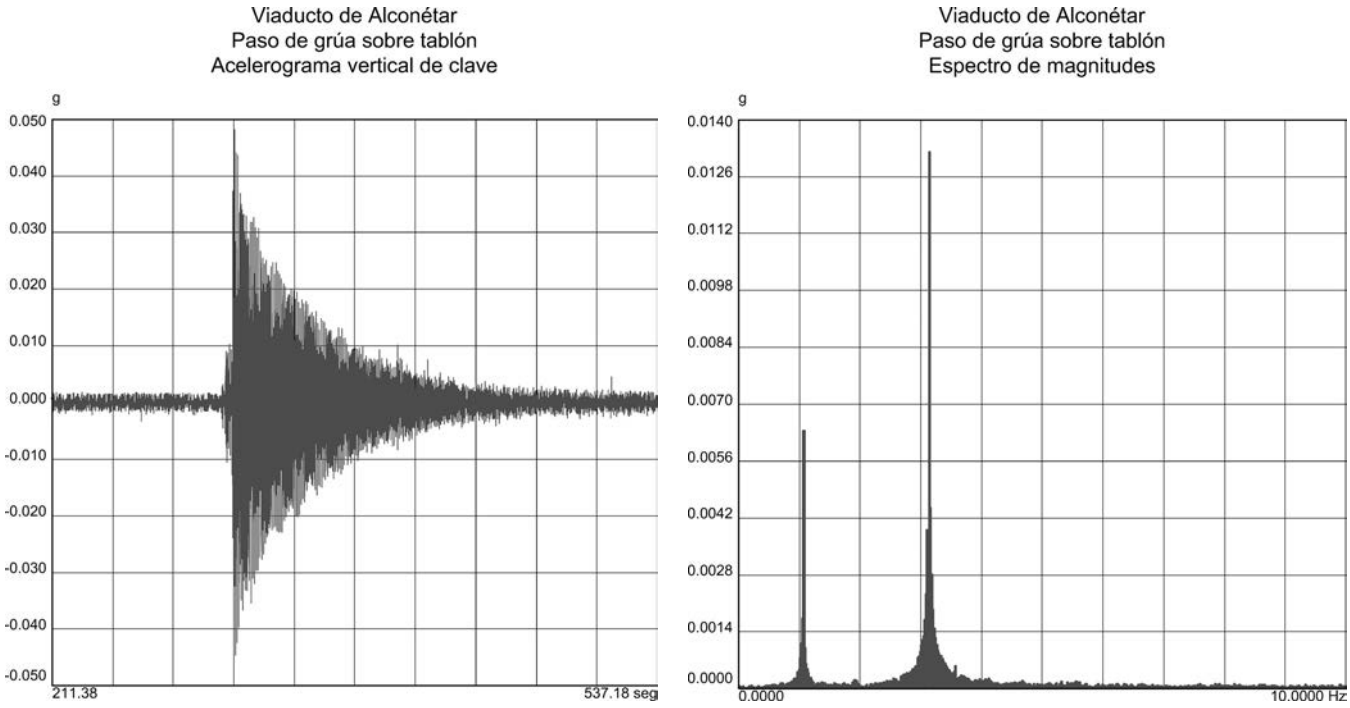


Figura 13. Acelerograma del arco (a) y espectro de frecuencias (b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

12 millones de registros de datos. Toda esta masa numérica, que constituye la base del presente estudio, se iba procesando y analizando (casi) en tiempo real, conforme se generaba, a fin de detectar lo antes posible cualquier nuevo fenómeno de resonancia.

La nomenclatura de los sensores de medida (utilizada en algunas de las figuras siguientes) es:

- c1: velocidad máxima de punta de cualquiera de los dos anemómetros, durante un evento
- c2: dirección media del viento, durante un evento, medida desde el norte con sentido positivo horario
- c3: aceleración máxima vertical en cualquiera de los dos riñones, durante un evento
- c4: aceleración máxima vertical en clave, durante un evento
- c5: aceleración máxima horizontal transversal en clave, durante un evento

En los epígrafes 6.1 a 6.3 siguientes se caracteriza la acción del viento, en tanto que en 6.4 a 6.6 se refleja la respuesta de la estructura. Dicha respuesta se refiere a la vibración vertical de los riñones del arco, si bien los mismos análisis (complementados con vibraciones horizontales) se llevaron a cabo en la sección de clave aunque no se recogen en el presente artículo por motivos de brevedad.

A la hora de enjuiciar los resultados obtenidos, es importante tener siempre presente que la estructura instrumentada es la de calzada izquierda, que se encuentra en *sombra* con respecto al viento (tapada por la calzada derecha) cuando éste sopla del oeste.

6.1. Diagrama polar de vientos

Como puede verse en la Figura 14, básicamente sólo existen dos familias de vientos significativos, cada una de las cuales puede subdividirse en otras dos. La gran mayoría de los vientos tiene procedencia del este (con una subfamilia de origen noreste) o del oeste (con una subfamilia de origen suroeste). Debe recordarse que el puente tiene una alineación aproximada norte-sur, así que el viento casi siempre solicita la estructura de forma transversal al plano de la misma, como cabe esperar del encauzamiento que proporciona el valle.

Los vientos del este tienen velocidades comprendidas entre 20 y 70km/h, en tanto que los vientos del oeste están más agrupados entre 20 y 50km/h.

6.2. Histograma de clasificación de la dirección del viento

La Figura 15 muestra que, efectivamente, existen 2 grandes familias de vientos que, a su vez, se subdividen en otros 2 grupos o subfamilias cada una. Las direcciones centrales de cada subfamilia son: 45, 80, 230 y 265 grados sexagesimales.

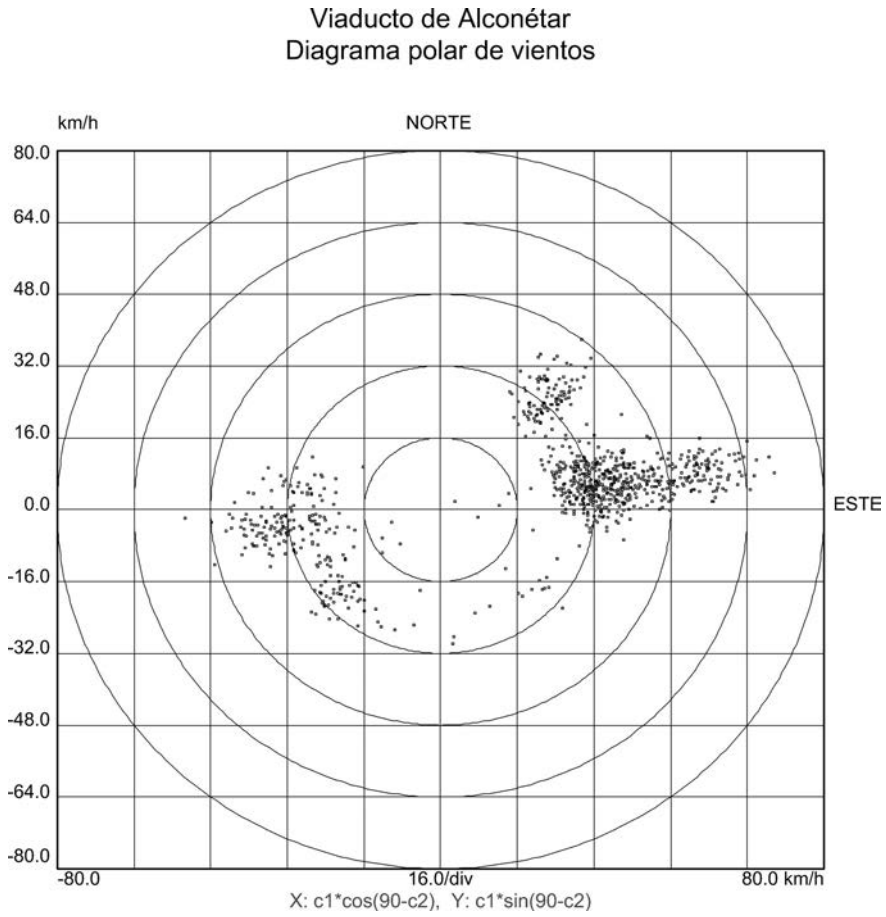


Figura 14. Diagrama polar que representa las direcciones y velocidades de los vientos actuantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

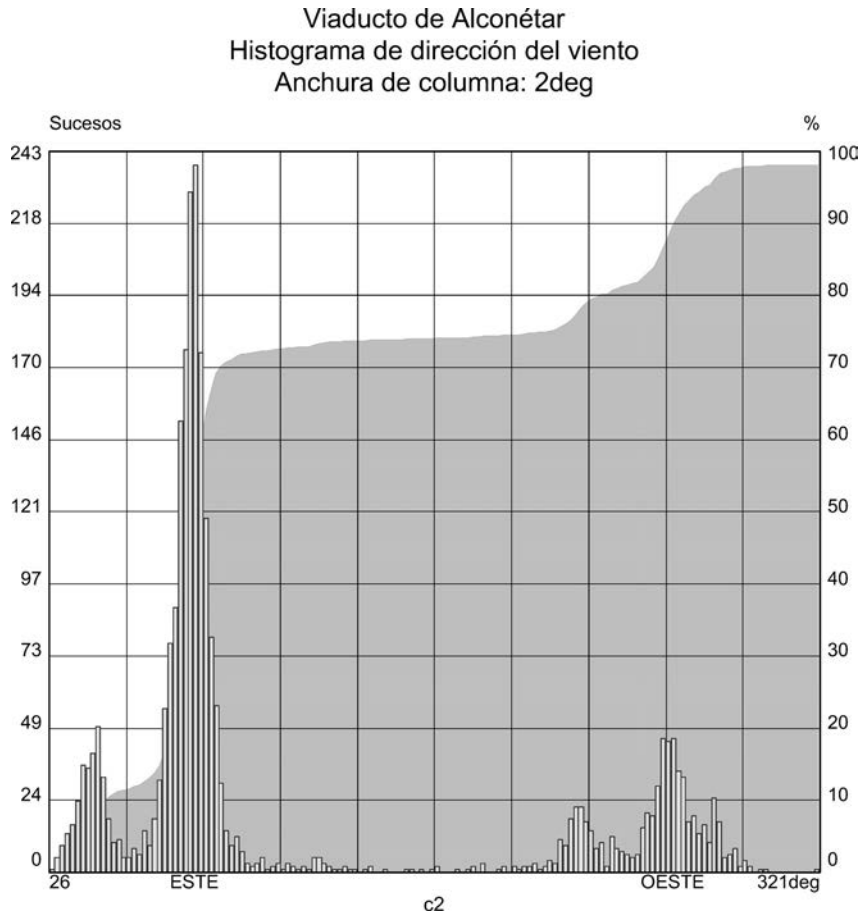


Figura 15. Histograma de clasificación de la dirección del viento.

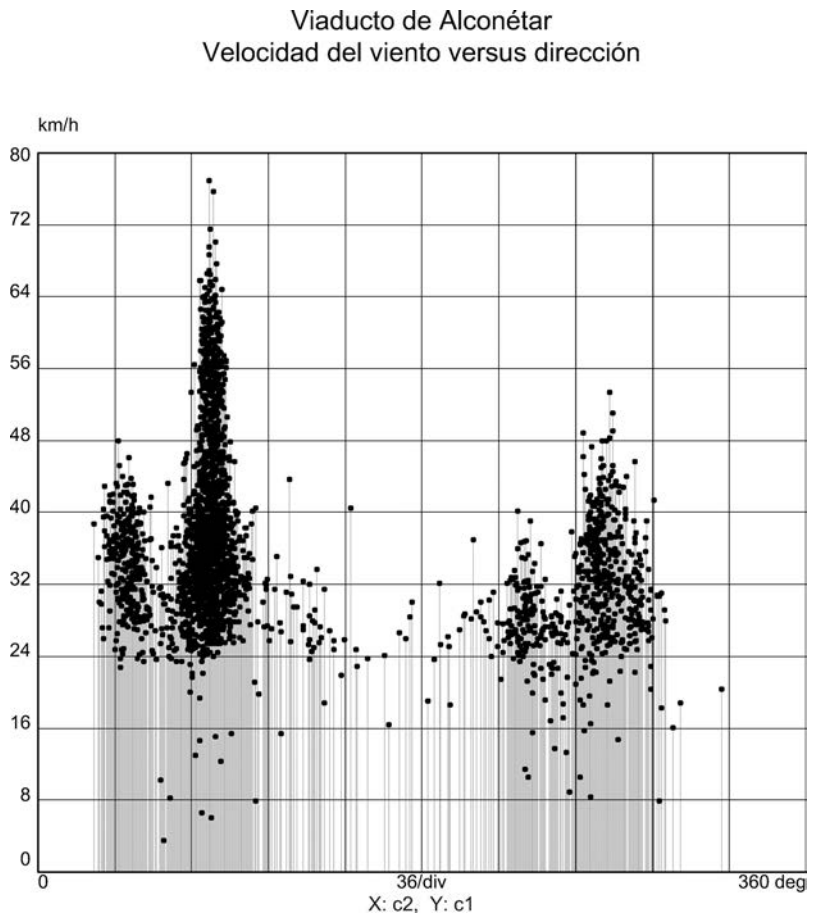


Figura 16. Velocidad del viento versus dirección.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

El área sombreada de fondo representa la probabilidad acumulada desde origen de que exista un viento con una orientación determinada (por eso está escalada entre 0 y 100%). Como puede verse, los vientos del este (los dos primeros grupos) acumulan, aproximadamente, un 75% del total de los eventos (motivo por el cual han castigado tanto al arco de calzada izquierda).

6.3. Velocidad del viento versus dirección

La Figura 16 pone de manifiesto que los vientos de máxima intensidad son los que tienen procedencia del este. Las dos grandes familias están claramente identificadas.

La velocidad máxima registrada es de 77km/h, proveniente del este (80 grados sexagesimales), y se produjo el 14 de junio a las 02:43h.

6.4. Aceleración vertical en riñón versus velocidad del viento

La Figura 17 muestra que la máxima aceleración registrada, de 0.060g de amplitud, se produce para un viento de 34km/h (que tenía una dirección media de 79 grados sexagesimales).

Si bien existe una cierta proporcionalidad de base entre la velocidad del viento y la vibración que se produce en los riñones (ver envolvente inferior de los puntos regruesados), las máximas aceleraciones se producen para un determinado rango central de velocidades. Así, todos los picos superiores a 0.040g están motivados por vientos comprendidos en la franja de 25 a 50km/h.

6.5. Aceleración vertical en riñón versus dirección del viento

La Figura 18 manifiesta de forma clara que la familia de vientos del este produce aceleraciones sensiblemente mayores que las de los vientos del oeste. Y, dentro de cada familia, mayor es la excitación cuanto más ortogonales son los vientos al plano de la estructura.

6.6. Aceleración vertical en riñón versus velocidad y dirección del viento

La información reflejada en las Figuras 17 y 18 puede condensarse en el diagrama polar de burbujas de la Figura 19, que presenta la magnitud de la vibración vertical en riñones en función de la velocidad y dirección del viento.

Esta figura es parecida a la Figura 14, con la diferencia de que aquélla simbolizaba mediante puntos discretos los vientos registrados en función de su velocidad y dirección, en tanto que ésta añade qué magnitud alcanza la vibración de la estruc-

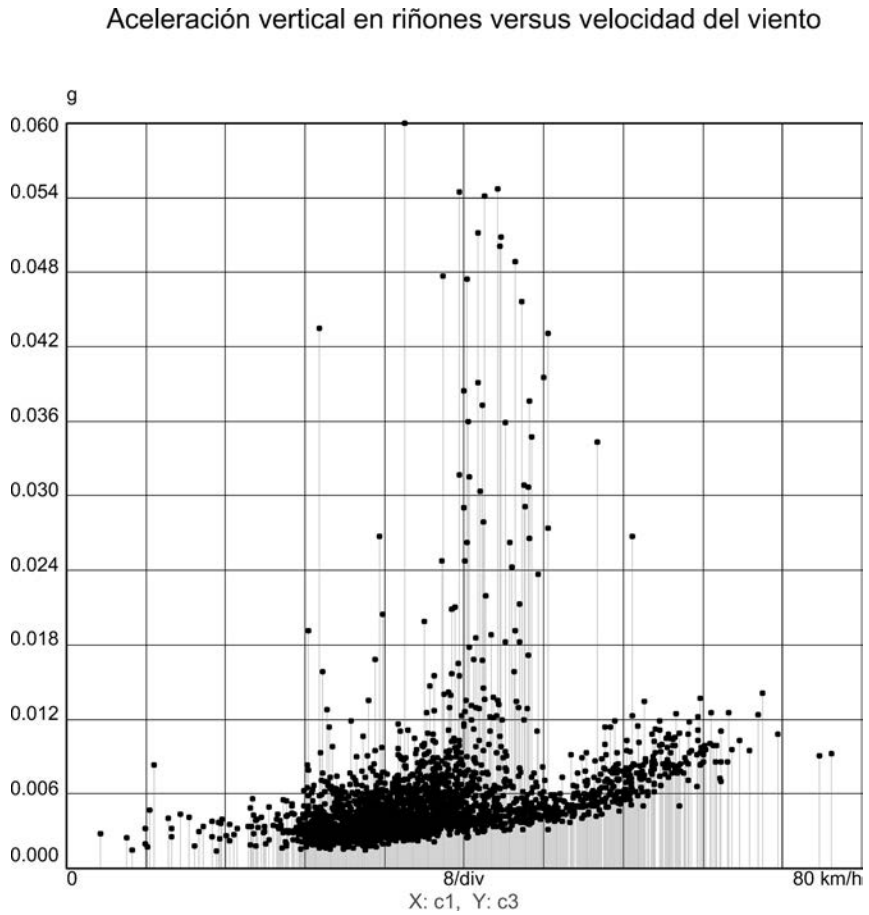


Figura 17. Aceleración vertical en riñones versus velocidad del viento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

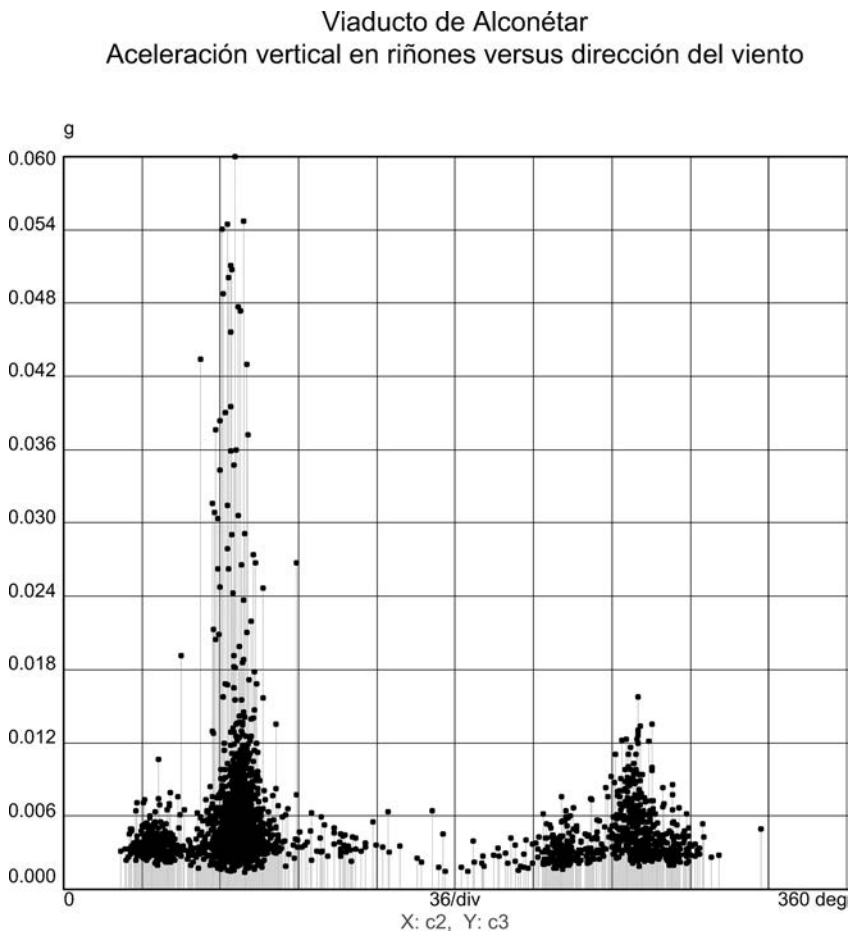


Figura 18. Aceleración vertical en riñones versus dirección del viento.

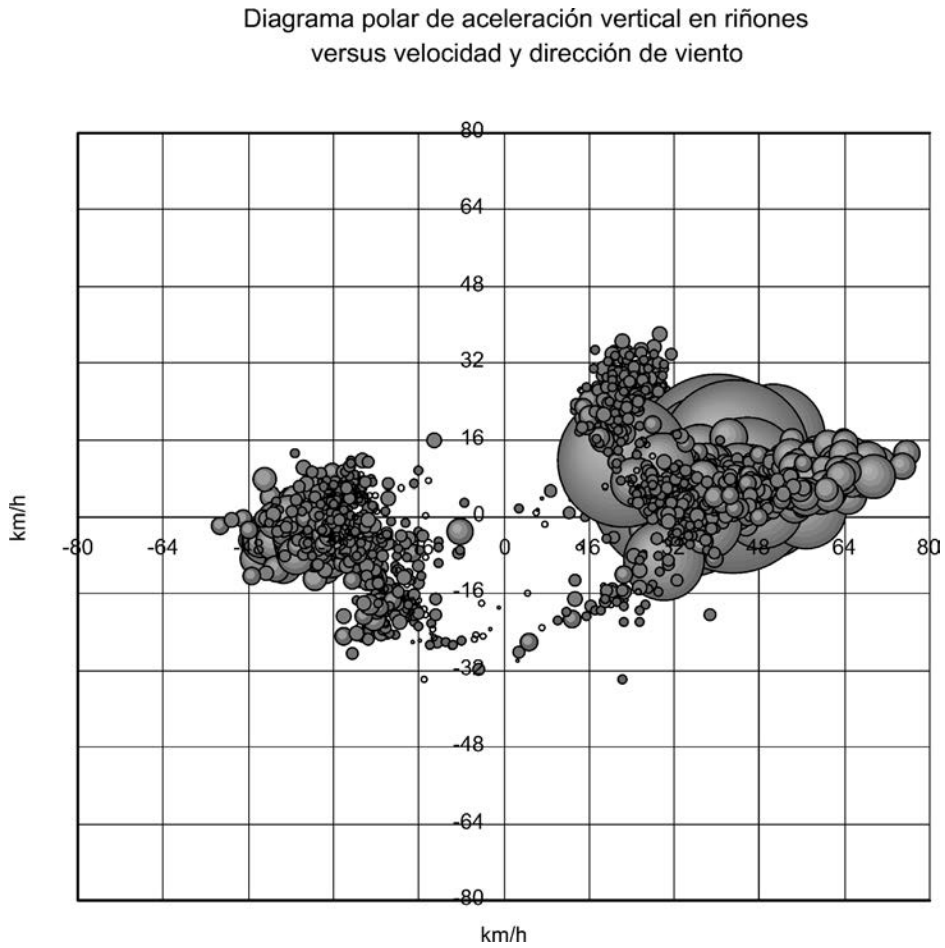


Figura 19. Diagrama polar de aceleración vertical en riñones versus velocidad y dirección del viento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

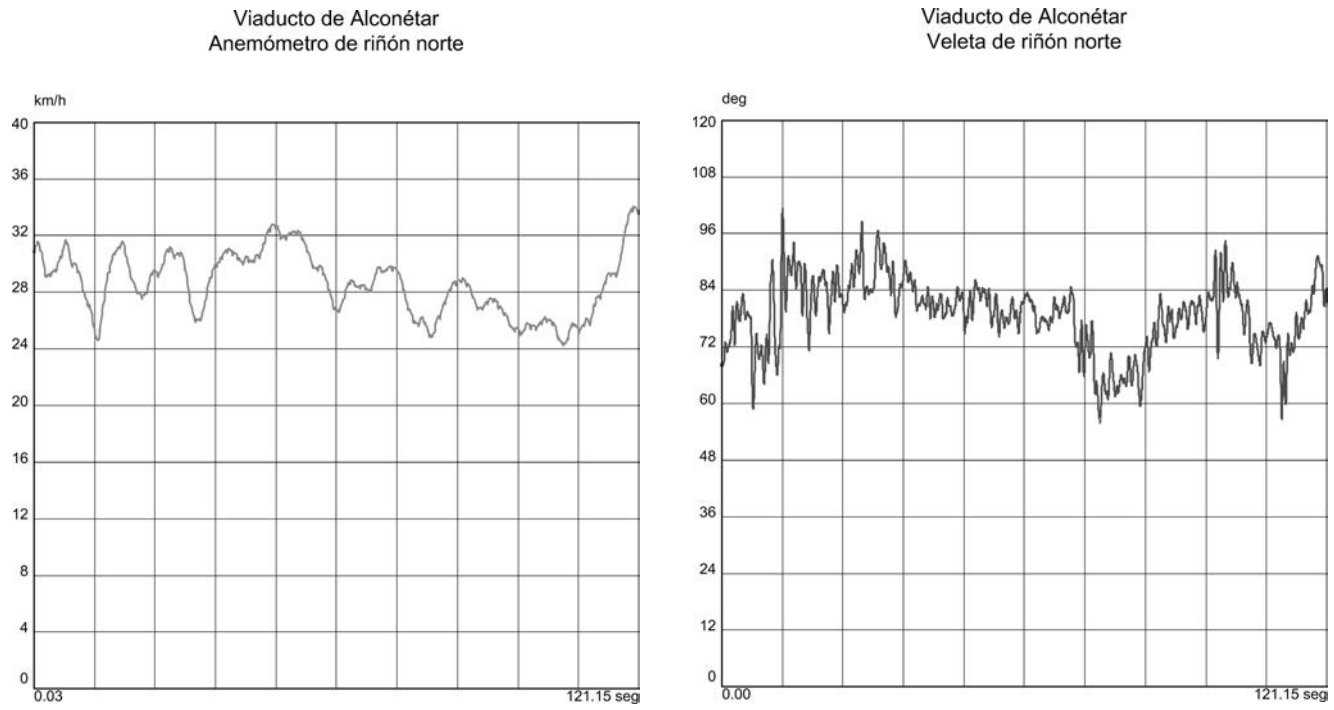


Figura 20. Registros de (a) anemómetro y (b) veleta durante el episodio 1.368.

tura en función de esos mismos parámetros. En este caso hay, pues, una tercera dimensión representada por el tamaño de una burbuja, proporcional a la magnitud de la aceleración. Nuevamente queda evidenciado el mayor nivel vibratorio que inducen los vientos del este.

7. VIBRACIÓN MÁS DESFAVORABLE

La aceleración de pico más alta registrada en los 2.609 episodios de viento se produce el viernes 26 de mayo de 2006, a las 11:17 (captura 1.368) y alcanza un nivel de 0.060g. El viento que la genera se muestra en la Figura 20.

La velocidad del viento oscila entre 24 y 34km/h, con una media de 29km/h, en tanto que su dirección oscila entre 56 y 101 grados sexagesimales, con media de 79 grados. Es, pues, un viento bastante moderado, de procedencia este-noreste.

La Figura 21 presenta las aceleraciones que se produjeron en el arco. En trazas fina y punteada están representados, respectivamente, los acelerogramas de los riñones norte y sur, en contrafase uno con otro como corresponde a un modo de vibración antimétrico. Superpuesto a ellos, con menor amplitud, está trazado en línea gruesa el acelerograma horizontal transversal de clave (cuya fase es intermedia entre las de los otros dos). Puesto que el movimiento horizontal transversal tiene la misma frecuencia que los movimientos verticales, quiere decir que está asociado al mismo modo de vibración. Dicho modo produce un cabeceo fuera del plano del arco, sincronizado con la vibración antimétrica. La amplitud de oscilación de los dos riñones es idéntica, como corresponde a las simetrías de diseño y estado constructivo del arco.

La magnitud de la vibración es de 0.060g, valor que, con una frecuencia de 0.635Hz, se traduce en un desplazamiento de, aproximadamente, ±37mm de amplitud. Por tanto, aun tratándose del registro más desfavorable, indica una oscilación del orden de 20 veces inferior a las que se producían antes de la colocación de los deflectores aerodinámicos.

El valor referido de 0.060g se alcanza porque, en la fecha del episodio, sobre el arco estaban colocadas las pilas 5 y 12 con sus extremos superiores libres esperando a que desembarcara sobre ellas el tablero que, en ese momento, estaba siendo empujado; es decir, actuando como péndulos invertidos con una masa muy significativa (del orden del 20%) con relación a la del arco. Una vez la velocidad del viento hubo disminuido, las pilas fueron estabilizadas con tensores y su movimiento quedó drásticamente recortado. La oscilación impuesta por las pilas al arco explica el acoplamiento de modos ilustrado en la Figura 21.

8. EVENTOS 747 Y 1.058

De entre todas las capturas de datos, las denominadas 747 y 1058 (disparadas manualmente) merecen una atención especial.

El martes 11 de abril, a las 12:42, soplaba viento del este con velocidad de unos 30km/h. Es decir, existían condiciones potencialmente adversas. Por este motivo, se puso en marcha una captura de datos de casi seis horas y media de duración que proporcionó 925.000 registros de datos (Figura 22).

A lo largo del tiempo, y como si de un ensayo programado se tratase, la velocidad del viento fue amainando progresivamente, manteniendo, al mismo tiempo, una orientación casi constante de 80 grados sexagesimales. Es decir, hubo un barrido de todas las velocidades comprendidas entre 0 y 37km/h, con orientación apreciablemente ortogonal al plano de la estructura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

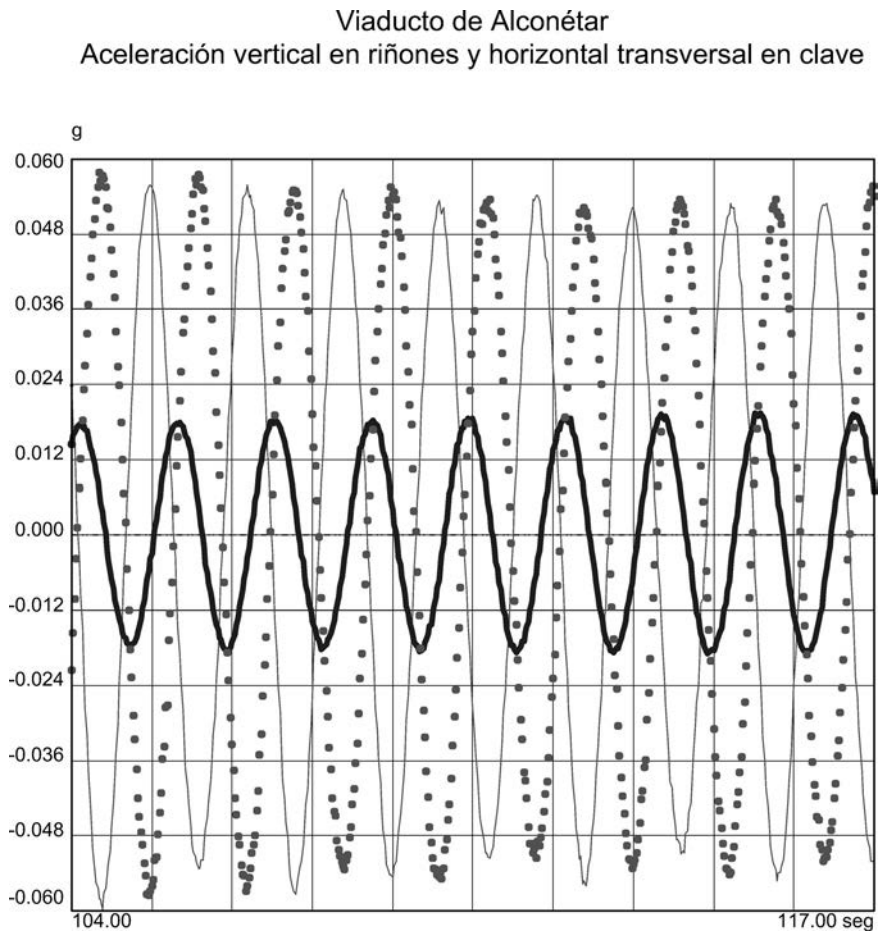


Figura 21. Aceleración vertical en riñón norte (trazo fino), vertical en riñón sur (trazo punteado) y horizontal transversal en clave (trazo grueso).

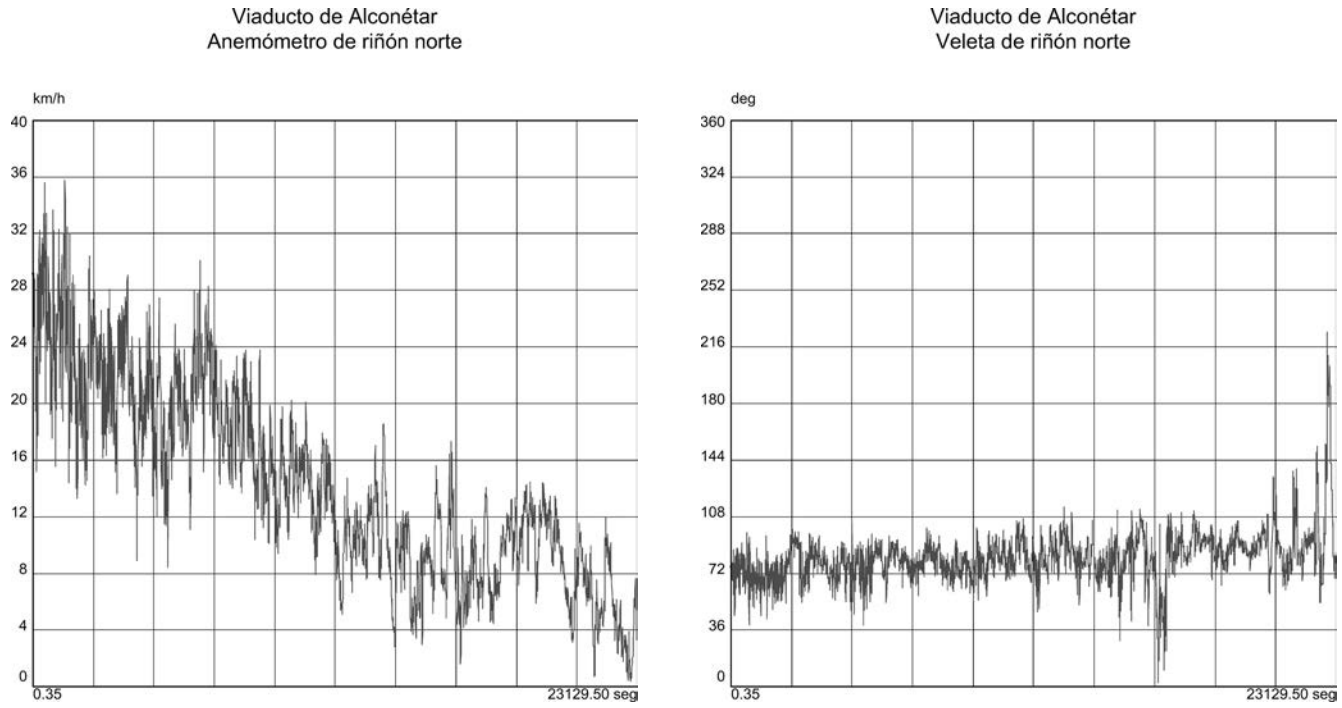


Figura 22. Captura 747. Registros de (a) anemómetro y (b) veleta norte.

Sin embargo, la respuesta de la estructura (Figura 23) fue mínima. No sólo no hubo ningún atisbo de resonancia, sino que apenas se superó la cota de 0.010g de aceleración en riñones. (La Figura 23a no refleja el pico de aceleración que se ve en la Figura 23b por la imposibilidad física de presentar en una traza los 925.000 datos existentes. La Figura 23a es una muestra de 8.192 puntos equidistantemente separados, en tanto que la Figura 23b presenta 8.192 puntos consecutivos en el tiempo y centrados en el pico máximo del registro).

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

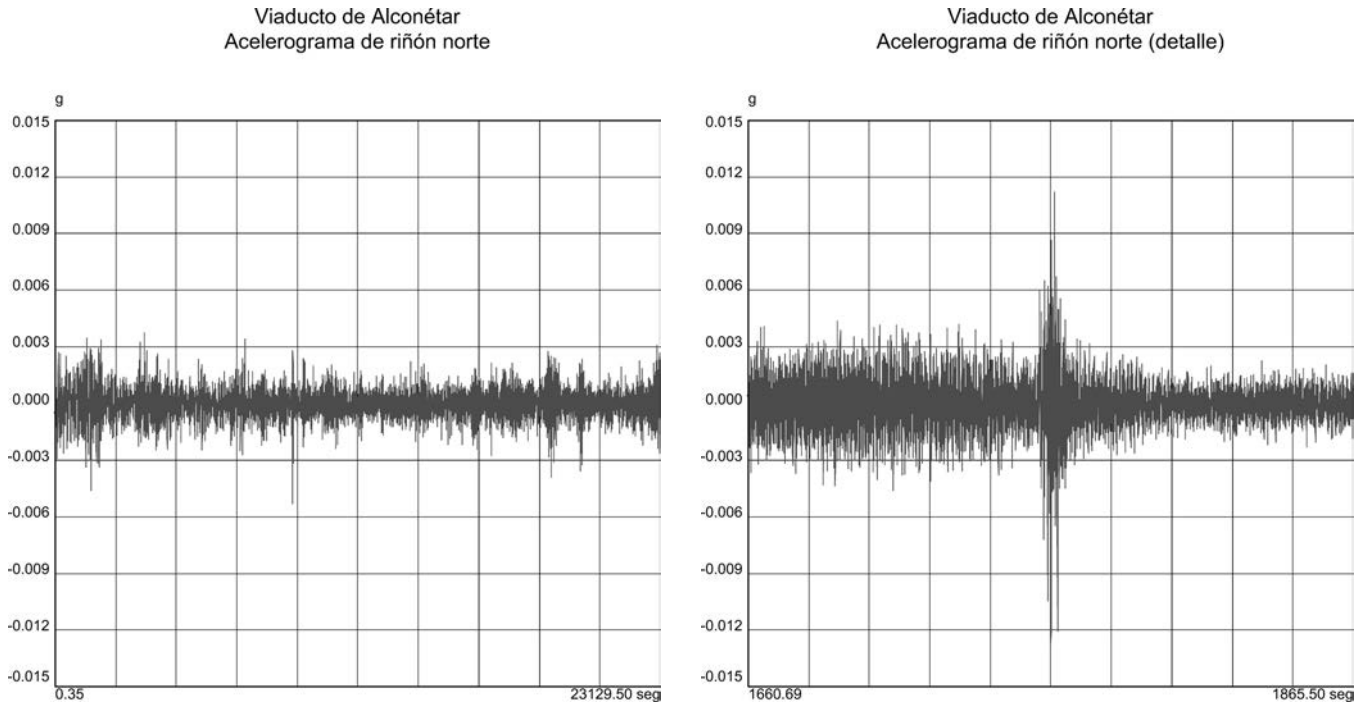


Figura 23. Captura 747. Acelerogramas de riñón norte (a) completo y (b) detalle de pico máximo.

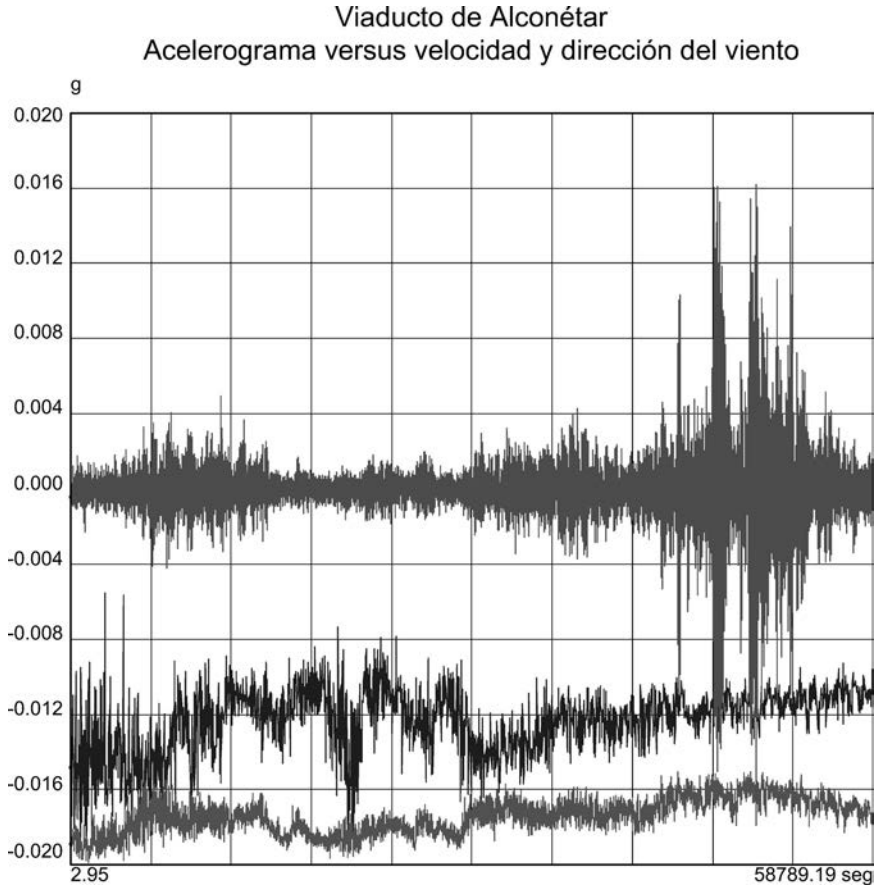


Figura 24. Acelerograma de riñón norte (traza superior), velocidad del viento (traza inferior) y dirección del viento (traza intermedia). La escala anotada en el eje de ordenadas corresponde al acelerograma, estando las otras dos trazas dibujadas con escala libre.

Para excitar el modo antimétrico y llevar la estructura a un principio de resonancia, no parece suficiente condición la acción conjunta y adversa de velocidad y dirección. Son necesarias otras *cualidades* adicionales del viento, como son su constancia en tiempo y espacio.

Con el viento actuando en el entorno de la velocidad crítica, se va almacenando progresivamente energía en el sistema elástico estructural (por las fuerzas alternadas de desprendimiento de los torbellinos) y la amplitud del movimiento va aumentando poco a poco. No es necesario que la velocidad

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

del viento coincida exactamente con la crítica, porque hay un punto en el que se produce el acoplamiento (*lock-in*) entre la frecuencia de vibración de la estructura y la de desprendimiento de los remolinos. En ese estado, pequeñas variaciones de la velocidad del viento no cancelan el proceso.

Algo similar a la captura 747 ocurre en la captura 1058 (disparada también manualmente), que tuvo una duración de 16 horas y 20 minutos y acumuló un total de 1.175.820 registros de datos. En la Figura 24, relativa a esta captura, se presentan superpuestas tres trazas:

- en posición inferior, la velocidad del viento, que oscila entre 1 y 46km/h
- en posición intermedia, la dirección del viento, que oscila entre 0 y 360 grados sexagesimales
- en posición superior, la aceleración vertical del riñón norte, que oscila entre -0.020 y 0.020g

Los continuos cambios de velocidad y dirección del viento impiden que la estructura alcance elevados niveles de vibración, si bien inicia en varias ocasiones una respuesta más acentuada.

9. PRUEBA DE CARGA DINÁMICA

Finalmente, una vez terminada la construcción, y como complemento de la prueba de carga estática preceptiva para la recepción de la obra, se llevó a cabo una prueba dinámica en ambas estructuras (15 de julio de 2006).

Al margen de otros ensayos dinámicos, se llevaron a cabo dos específicos para la determinación de las frecuencias de vibración y del coeficiente de amortiguamiento. La calzada izquierda, que aún se encontraba sin pavimento, se aprovechó para realizar un nuevo ensayo de suelta de peso, reservándose la calzada derecha, que tenía pavimento, para un ensayo de paso sobre tablón. Ambos ensayos son de tipo impulsivo y provocan en la estructura un nivel vibratorio netamente diferenciado de la oscilación ambiental de fondo. Son útiles, por tanto, para caracterizar los parámetros dinámicos.

Las frecuencias propias de vibración detectadas durante la prueba de carga se recogen en la Tabla 1.

Así mismo, en lo que respecta al índice de amortiguamiento, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Calzada izquierda (sin pavimento): 0.66%
- Calzada derecha (con pavimento): 1.41%

Una diferencia de amortiguamiento tan considerable entre ambas estructuras se justifica porque:

- En la calzada izquierda, la estimación se ha hecho sobre el modo antimétrico de 0.5664Hz, que es el excitado en la suelta de peso. Por el contrario, en la calzada derecha se ha hecho sobre el modo de 0.8398Hz, que es el que excitó el paso sobre tablón de los camiones. Puesto que el amortiguamiento es, en primera aproximación, proporcional al número de ciclos transcurridos, tiende a cifras más elevadas cuanto mayor es la frecuencia.

Tabla 1. Frecuencias propias de vibración

Calzada izquierda [Hz]	Calzada derecha [Hz]	Modo
0.5664	0.5078	Antimétrico
0.9180	0.8398	Simétrico
1.7578	1.6601	Simétrico
2.3437	2.1875	Simétrico
2.9687	2.7343	Antimétrico

- La calzada derecha tenía colocado el pavimento asfáltico que, como material granular, ayuda en gran medida a la disipación de energía.

Desgraciadamente, no se pudo excitar en la calzada derecha el modo de 0.5078Hz debido a que, por tratarse de una frecuencia tan baja, no se moviliza por los camiones aunque pasen lentamente por encima de un obstáculo (el cual simula una *irregularidad* del pavimento de gran longitud de onda, apta para excitar bajas frecuencias). Tal frecuencia de 0.5078Hz está muy alejada de lo que podría ser el primer modo de vibración del camión (*body bounce*), difícilmente inferior a 2Hz. En la fecha de la prueba de carga, el peso muerto de 5t estaba suspendido del arco de calzada izquierda (que, como se ha dicho, se encontraba sin pavimentar), y no cabía su traslado a la calzada derecha.

10. EVOLUCIÓN DE LOS PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS

En la primera auscultación dinámica llevada a cabo (enero de 2006), la estructura consistía únicamente en un arco exento, cuyo peso era de 800t. Progresivamente, este peso se quintuplica con la masa del tablero, de las pilas metálicas y del pavimento. El aumento de la frecuencia de vibración que cabría esperar de la rigidez aportada por la estructura porticada completa se ve contrarrestado por la disminución que implica el aumento de masa, de forma que la frecuencia del modo antimétrico, que inicialmente era de 0.70Hz, se reduce finalmente a 0.51Hz.

Por el contrario, el coeficiente de amortiguamiento, y, con él, la capacidad de disipación de energía con que cuenta la estructura para oponerse a la acción del viento, aumenta sensiblemente conforme la construcción se acerca a su estado final (Tabla 2).

11. INSTRUMENTACIÓN DE VIGILANCIA EN SERVICIO

Dadas las importantes dimensiones de la obra y la singularidad de su diseño y del proceso constructivo, estuvo prevista desde el principio la instalación de un sistema instrumental permanente para la vigilancia del comportamiento estructural en servicio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Tabla 2. Índices de amortiguamiento

Situación constructiva	Razón de amortiguamiento crítico
Arco exento	0.14%
Tablero montado al 75%	0.44%
Tablero completo, sin pavimento	0.66%
Tablero completo, con pavimento	1.41%

Las incidencias acaecidas bajo la acción del viento, que ha producido fenómenos de resonancia con una amplitud importante, no han hecho sino reforzar la idea de que tal monitorización es, además de deseable, necesaria.

Por este motivo (y al margen de que se vaya a colocar en el viaducto un sistema de medida estática para el estudio de la acción y respuesta térmicas), se va a instalar un conjunto de anemómetros/veletas y acelerómetros para el estudio de las cargas de viento y de la respuesta estructural asociada a ellas.

La instrumentación permanente va a alcanzar a los cuatro arcos que componen las dos estructuras, de forma que se conozca el comportamiento detallado tanto de los arcos externos como internos y ante vientos de cualquier procedencia.

Así mismo, el sistema instrumental va a contar con una conexión permanente a Internet a fin de que se pueda vigilar su buen funcionamiento, modificar los umbrales de disparo y acceder de forma remota y en tiempo real a los datos registrados.

La adquisición de datos se hará a pie de arco, en un pequeño habitáculo en el que confluirán los cables de conexión de todos los sensores instalados en el puente. Desde este habitáculo se enviarán por fibra óptica a un ordenador de control situado a la altura de la calzada, junto al estribo norte. Y dicho ordenador volcará los datos a Internet, inicialmente mediante tecnología GPRS (o ADLS satelital) hasta que la cobertura UMTS o HSDPA (generaciones 3 y 3.5, respectivamente, de telefonía móvil) estén disponibles en la zona.

Se va a prestar una atención muy especial al comportamiento dinámico del viaducto durante los años 2007 y 2008 con la finalidad de confirmar que las conclusiones de este trabajo, así como las de los estudios teóricos realizados al efecto, son correctas.

12. CONCLUSIONES

Todo lo anteriormente expuesto puede resumirse en los siguientes puntos:

- La acción del viento, mediante un mecanismo de desprendimiento de torbellinos, desencadenó en enero de 2006 una respuesta de tipo resonante en la estructura.
- La forma de vibración activada por el viento fue la correspondiente al segundo modo característico, consistente en una vibración antimétrica del arco en su plano con frecuencia de 0.70Hz.
- La frecuencia característica del modo antimétrico disminuye progresivamente de 0.70Hz (inicial, con arco exento) a 0.51Hz con obra terminada.
- El índice de amortiguamiento correspondiente al modo antimétrico aumenta de 0.14% con arco exento a un valor comprendido entre 0.66 y 1.41% con obra terminada (es decir, aumenta entre 5 y 10 veces).
- Se ha monitorizado la respuesta dinámica de la estructura mediante un sistema de adquisición de datos que, de forma automática, ha registrado más de 2.600 episodios de viento válidos para el análisis entre los meses de febrero a junio de 2006.
- Los deflectores aerodinámicos se han mostrado muy eficaces para suprimir o reducir la formación de torbellinos. La máxima vibración detectada hasta la puesta en servicio de la obra ha sido de 0.060g (±37mm de amplitud), provocada por un viento de 29km/h de velocidad media y asociada a una frecuencia de 0.64Hz. Incluso este movimiento es 20 veces inferior al estimado visualmente en la estructura antes de la instalación de los deflectores y corresponde a una situación constructiva particularmente desprotegida (pilas metálicas sobre arco no estabilizadas y pendientes del desembarco del tablero) que no se da en la obra terminada.

En consecuencia, se concluye que, desde febrero de 2006, aunque ha habido situaciones de viento similares a las que dañaron el arco en enero de dicho año, no han vuelto a producirse vibraciones equivalentes a las de entonces ni de magnitud tal que pudieran considerarse perjudiciales para la seguridad o funcionalidad de la obra. La gran masa de datos experimentales registrados durante varios meses permite asegurar que el viaducto se ha abierto al tráfico en las adecuadas condiciones de seguridad y servicio, con su problemática aerodinámica completamente solucionada. Se ha descartado, además, la necesidad de instalar dispositivos correctores adicionales.

Agradecimientos

Se agradece expresamente el apoyo del Director de Obra, D. Fernando Pedrazo Majárrez, y las ayudas recibidas de los responsables directos de OHL en obra, D. José Miguel Pato Díaz (Jefe de Obra) y D. Miguel Moreno Cazorla (Jefe de Producción), que han resultado imprescindibles para llevar a buen término la auscultación descrita.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Diseño de laminados de material compuesto para el refuerzo a flexión de estructuras de hormigón mediante las recomendaciones europeas

Design of FRP plates for flexural strengthening concrete structures using European design guidelines

Ricardo Perera Velamazán
Dr. Ingeniero de Minas, ETSI Industriales
Departamento de Mecánica Estructural y Construcciones Industriales
Universidad Politécnica de Madrid

Francisco de Borja Varona Moya
Ingeniero Industrial, ETSI Industriales
Departamento de Estructuras y Construcción
Universidad Politécnica de Cartagena

RESUMEN

En los últimos años el aumento de la capacidad de carga de estructuras de hormigón existentes mediante el refuerzo con laminados de material compuesto se está planteando cada vez más como alternativa a los materiales y técnicas tradicionales a causa de sus ventajosas propiedades. Como consecuencia de este creciente interés se están desarrollando en diferentes países y continentes guías y recomendaciones de diseño que faciliten la aplicación de esta técnica aunque todavía se requiere mucho desarrollo hasta que estas guías puedan considerarse como norma ya que hay todavía muchas cuestiones abiertas. En este trabajo se plantea el estado del arte actual con respecto al uso de esta técnica como sistema de refuerzo a flexión de vigas según las recomendaciones publicadas por la Comunidad Europea. Se desarrollan los procedimientos de diseño recomendados y se proponen posibles alternativas para el futuro. Asimismo, se dejan planteadas aquellas cuestiones que necesitarán más desarrollo en los próximos años. Al final, se presenta un ejemplo de diseño de un refuerzo a flexión mediante este sistema de una viga de hormigón con el fin de ilustrar mejor los procedimientos de diseño de la prenormativa europea.

SUMMARY

In the last years composite materials are emerging as an alternative technique to traditional materials and techniques to increase the load-carrying capacity of existing concrete structures due to their advantageous properties. Composite materials are made of fibers in a polymeric matri and are also known as fiber-reinforced polymers(FRP). Because of this increasing interest, different guidelines about the strengthening of concrete structures with FRP systems are emanating in different countries and continents although they can not be still considered as codes because the work is still in progress since many questions are opened. This paper reports on the European state-of-art in the use of FRP composites for flexural strengthening of concrete structures. The recommended design procedures are shown and posible alternatives are proposed for the future. In the same way, unresolved issues are posed. Finally, a worked example of a concrete beam strengthened with the FRP system is presented in order to illustrate the flexural design procedures proposed by the European guidelines.

1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años, la reparación de estructuras de hormigón armado con sistemas a base de materiales compuestos está experimentando un auge y un crecimiento notables que se espera aumente todavía más en los próximos años [1]; en particular, el refuerzo a flexión y a cortante son los dos campos de aplicación más extendidos de este sistema de reparación aunque otros, como el confinamiento de pilares con encamisados de material compuesto, están adquiriendo cada vez más aplicación. Las principales ventajas de este tipo de sistemas de reparación en comparación con otros tradicionales son su durabilidad, su alta relación resistencia/peso, su bajo coste de mantenimiento y, además, su facilidad de aplicación lo que favorece su ejecución sin ocasionar demasiados trastornos e

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

inconvenientes en el desarrollo de la vida diaria. Sin embargo, por el contrario, su elevado precio retrae un poco su utilización aunque a medida que su uso se vaya generalizando es de esperar una disminución progresiva de los costes.

Una muestra del creciente interés mostrado por este sistema de reparación viene dada por las recomendaciones de proyecto y construcción que se están publicando en los últimos años en países y continentes diferentes; estas recomendaciones intentan proporcionar una guía adecuada para su dimensionamiento y aplicación. Así, por ejemplo, la Comunidad Europea presentó en Julio de 2001, a través de la Federación Internacional de Hormigón (fib–Féderation Internationale de Betón), un documento [2] con recomendaciones detalladas para el proyecto, ejecución y control de calidad de este sistema de reparación en congruencia con el Eurocódigo 2 [3]. Dentro de la Comunidad Europea, la Sociedad del Hormigón del Reino Unido presentó a finales del año 2000 un documento [4] del mismo estilo que el anterior. Ya en otro continente, tanto Estados Unidos [5] como Canadá [6] han elaborado también guías de este tipo. En cualquier caso, cualquiera de estos documentos no deja de ser una propuesta de normativa futura ya que el tema en cuestión está actualmente en pleno desarrollo y, por tanto, están abiertas todavía muchas cuestiones.

En cualquiera de los documentos mencionados anteriormente se abordan, desde el punto de vista del proyecto, las tres posibles soluciones de refuerzo: Refuerzo a flexión, refuerzo a cortante y confinamiento. De todas ellas, la que, sin duda, se ha desarrollado y aplicado más hasta la actualidad es el refuerzo a flexión de vigas de hormigón mediante el pegado con un adhesivo epoxi de un laminado de material compuesto a la cara de tracción. Estos laminados consisten en una matriz polimérica reforzada con fibras orientadas principalmente en dirección longitudinal; por ello, se conocen también como polímeros reforzados con fibras o, en la abreviatura inglesa ampliamente aceptada en todo el mundo, FRP (*fiber-reinforced polymers*) Aunque las fibras pueden ser de aramida (AFRP) o vidrio (GFRP), normalmente en aplicaciones constructivas se utiliza más la fibra de carbono (CFRP).

De los numerosos trabajos de investigación llevados a cabo en la última década relacionados con el refuerzo a flexión utilizando este sistema la mayoría abordan la clasificación y cuantificación de los modos de fallo posibles [7,8,9]. Eso es debido a que el modo de fallo más característico de una estructura reforzada con un laminado de FRP se origina de una forma completamente repentina por pérdida de la adherencia entre el laminado y el hormigón. Por ello, en las prenormativas propuestas hasta la fecha el principal desafío lo constituye, sin duda, la determinación de coeficientes de seguridad suficientemente fiables que caractericen el fallo de la estructura reparada cuando éste se origina en el refuerzo externo; sin embargo, los otros dos materiales, el hormigón y el acero de las armaduras internas, se pueden caracterizar usando los coeficientes de seguridad que aparecen en las normativas de proyecto existentes.

1.1. Objetivos

Con este trabajo se pretenden desarrollar y aclarar los aspectos más importantes contenidos en las recomendaciones de proyecto de refuerzo a flexión con laminados de material compuesto propuestas por la Comunidad Europea mediante el Boletín 14-fib [2]. Este Boletín aporta recomendaciones en lo que se refiere a propiedades de materiales, diseño, instalación, control de calidad y mantenimiento de este sistema de refuerzo. Aquí se abordarán fundamentalmente el tema de materiales y el de diseño con especial interés en los modelos recomendados por la prenormativa para cuantificar los distintos modos de fallo. Asimismo, se plantearán modelos de fallo más recientes no incorporados todavía por la prenormativa que, a juicio de los autores, son más realistas y más simples de aplicar con lo cual se podría contemplar su incorporación en un futuro no muy lejano.

Al final del trabajo se presenta detalladamente un ejemplo de diseño de laminado de FRP para una viga de hormigón armado con algunos de los modelos planteados anteriormente a fin de establecer las comparaciones y conclusiones oportunas.

2. BASES DE PROYECTO

Los laminados de material compuesto se caracterizan por tener una resistencia a tracción en una dirección muy elevada y por su carencia de plastificación. Por tanto, en general, no se permite la redistribución de momentos.

Utilizando los mismos criterios que el Eurocódigo 2, el refuerzo de una viga de hormigón con un laminado de material compuesto debe proyectarse para no sobrepasar los estados límite último (ELU) y de servicio (ELS) (desplazamientos, fisuras, fluencia del hormigón y del laminado, plastificación de la armadura). Para determinar la capacidad última de una viga reforzada, se deben analizar todos los posibles modos de fallo mientras que para la verificación de los estados límite de servicio se puede llevar a cabo un cálculo elástico lineal.

En los análisis, se deben considerar todas las situaciones de cálculo (situaciones persistentes, situaciones accidentales y situaciones especiales) y las hipótesis de carga significativas. Como coeficientes de carga se toman los del EC2.

2.1. Modelos de comportamiento de los materiales y coeficientes de seguridad

Para la verificación de los estados límite de servicio se considera comportamiento elástico y lineal de los tres materiales con un coeficiente de seguridad unitario.

Para la verificación del estado límite último se consideran las propiedades no lineales de los materiales. Para el hormigón se considera el diagrama tensión-deformación parábola rectángulo (Figura 1a) aunque se puedan usar también otras relaciones alternativas propuestas en el EC2. La resistencia de cálculo del hormigón $\alpha f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$ se basa en la resistencia característica, f_{ck}, en un coeficiente de seguridad, $\gamma_c = 1.5$, y en un factor de reducción, α=0.85, que tiene en cuenta el cansancio del hormigón bajo carga a largo plazo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

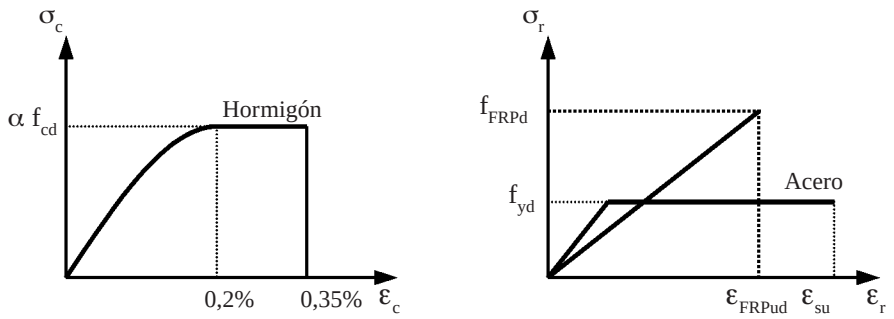


Figura 1. Diagrama tensión-deformación de los materiales.

Para el acero, en el cálculo de secciones, se toma según el EC2 el diagrama tensión-deformación bilineal (Figura 1b) con una resistencia de cálculo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$, siendo $\gamma_s = 1.15$ el coeficiente de seguridad del material.

Finalmente, para el laminado de material compuesto se define una ley de comportamiento elástica lineal limitada por su resistencia, f_{FRPk}, y deformación, ε_{FRPuk}, características, obtenidas experimentalmente. Sin embargo, para el cálculo de secciones se toma como valor último la resistencia de cálculo definida como:

$$f_{FRPd} = \frac{f_{FRPk}}{\gamma_{FRP}} \qquad (1)$$

siendo γ_{FRP} el coeficiente de seguridad del laminado. En las recomendaciones europeas se sugieren unos rangos de valores para este coeficiente en función del tipo de fibra del laminado y del control de calidad de su aplicación in-situ (Tabla 1).

Tabla 1. Valores del coeficiente de seguridad del laminado

Material	Aplicación tipo A(1)	Aplicación tipo B(2)
CFRP	1.20	1.35
AFRP	1.25	1.45
GFRP	1.30	1.50

(1) Condiciones de aplicación normales
(2) Condiciones de aplicación difíciles

Los coeficientes de seguridad de la Tabla 1 son de aplicación exclusiva para la evaluación de la resistencia de rotura del laminado. Sin embargo, un modo de fallo habitual de este sistema de refuerzo viene provocado por la pérdida de la adherencia del laminado a la viga, en la cual influyen principalmente la resistencia del hormigón y la calidad de la reparación; aunque no se ha definido todavía ningún coeficiente de seguridad para esta situación, se están desarrollando en la actualidad muchos trabajos sobre este tema con el propósito de determinar coeficientes apropiados en el futuro.

3. MODOS DE FALLO. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

3.1. Modos de fallo

La capacidad resistente última de una viga de hormigón armado reforzada a flexión con un laminado de material compuesto viene determinada por su modo de fallo. Para este sistema de refuerzo, a los modos de fallo 'clásicos' habría que añadir aquellos modos provocados por despegue del laminado. En general, según los estudios realizados hasta la fecha los modos de fallo se pueden clasificar en siete categorías (Figura 2): (a) Modo de fallo a flexión por ruptura del laminado; (b) modo de fallo a flexión por aplastamiento del hormigón; (c) modo de fallo a cortante del hormigón; (d) despegue del laminado desde su extremo junto con el recubrimiento del hormigón; (e) despegue del laminado desde su extremo en su interfase con el hormigón; (f) despegue del laminado en su interfase con el hormigón a partir de una fisura a flexión intermedia; (g) despegue del laminado en su interfase con el hormigón a partir de una fisura intermedia provocada por el efecto combinado de la flexión y el cortante

El diseño del refuerzo se debería llevar a cabo con el fin de evitar modos de fallo frágiles como los debidos al esfuerzo cortante; por ello, si no fuese suficiente con el refuerzo de la viga a flexión, ésta debería también reforzarse a cortante (Figura 3). Además, sería deseable que la armadura hubiese plastificado cuando se alcanzase el ELU y que éste se alcanzase por el modo de fallo (a) o (b) ya que, en ese caso, se aprovecharía realmente la capacidad verdadera del laminado. Sin embargo, la mayoría de las veces la capacidad a flexión de la viga reforzada viene limitada por el despegue repentino del laminado provocado por la pérdida de su adherencia lo que ocasiona que no se aproveche su capacidad real. En los casos (d) y (e) el despegue se produce desde el extremo de la placa mientras que en los casos (f) y (g) éste se produce inducido por la concentración de tensiones provocada por una fisura intermedia. Además, los modos de fallo (d) y (g) son debidos fundamentalmente al esfuerzo cortante mientras los modos (e) y (f) son debidos a la flexión.

3.2. Filosofía de proyecto

La filosofía europea de proyecto de laminados de material compuesto se basa fundamentalmente en los conceptos de longitud y tensión de adherencia. Si sobre una probeta de hormigón se adhiere mediante un adhesivo un laminado de material compuesto con una determinada longitud de adherencia, L_b, y éste se somete a una tensión de tracción (Figura 4), σ_{anch}, cuando se alcance un valor límite el laminado se despegará. Si se repite el mismo ensayo para longitudes de adherencia crecientes el valor límite de la carga aumentará progresivamente hasta que se alcance un valor crítico de la longitud, L_{anch}, por encima del cual la carga que provoca el despegue permanece

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

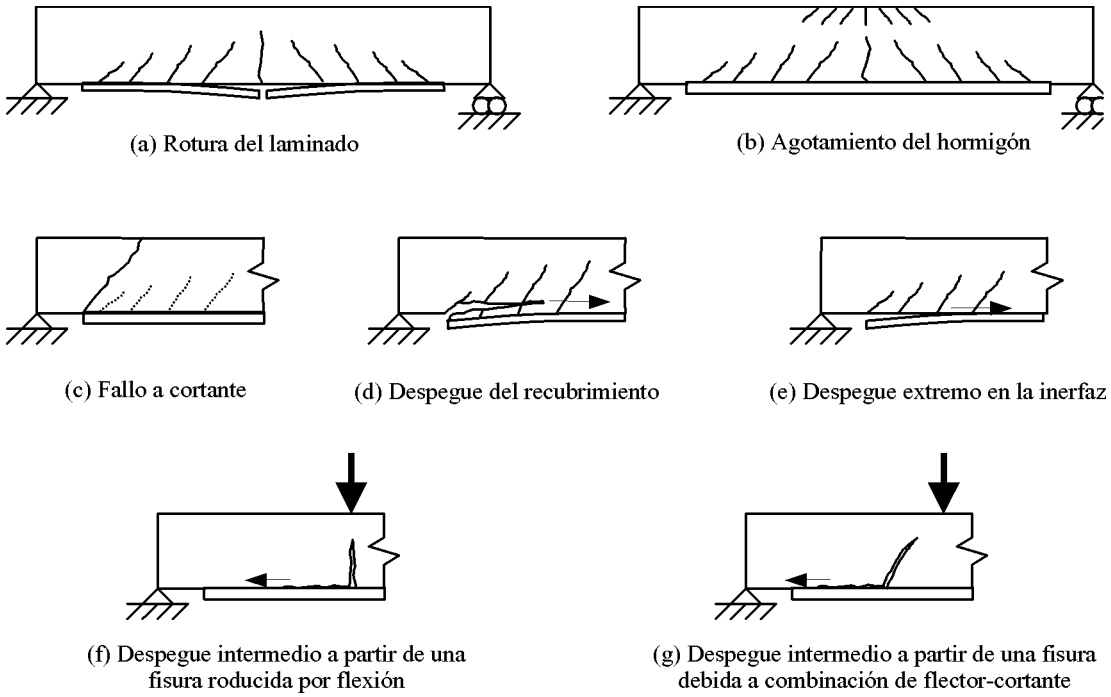


Figura 2. Modos de fallo de una viga de hormigón armado reforzada con un laminado de material compuesto.

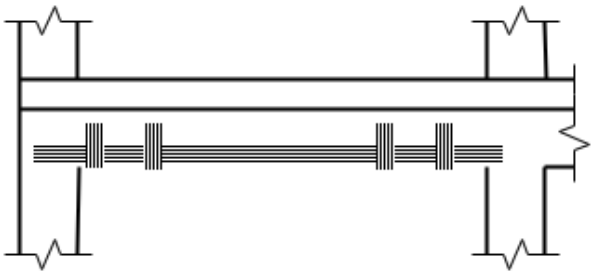


Figura 3. Refuerzo a cortante de una viga de hormigón armado con laminados de material compuesto.

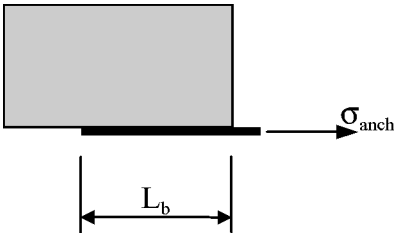


Figura 4. Ensayo de adherencia de un laminado de material compuesto sobre una viga de hormigón.

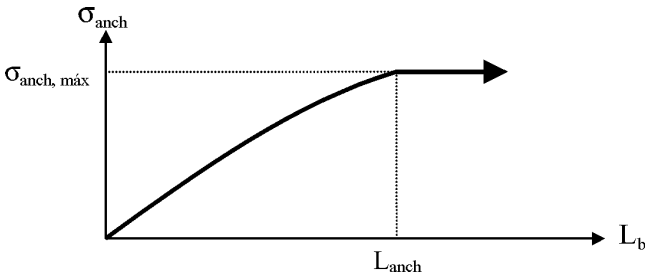


Figura 5. Ensayo de adherencia de un laminado de material compuesto sobre una viga de hormigón.

constante (Figura 5). Este valor crítico se denomina longitud efectiva y por encima de él la resistencia de adherencia, $\sigma_{anch,max}$, no puede aumentar, tal como se ha comprobado experimentalmente [1], aunque pueda mejorar la ductilidad del proceso de fallo.

El fenómeno que se acaba de describir resulta esencial para el desarrollo de los modelos de adherencia utilizados en la prenormativa europea ya que se acepta que, excepto por la curvatura, ese tipo de ensayos son una buena aproximación del comportamiento a flexión de vigas reforzadas cuando las fisuras intermedias están suficientemente espaciadas. Para vigas con fisuras cercanas entre sí estos ensayos darían valores de la tensión de adherencia inferiores a los reales, con lo cual el diseño resultante estaría del lado de la seguridad aun cuando pudiesen utilizarse valores más reales.

Por tanto, a efecto de cuantificar la capacidad resistente de este tipo de refuerzo se admite como modo de fallo dominante el de flexión ya que éste afecta tanto a la capacidad resistente como a la ductilidad de la viga; no obstante, ello no implica que sea el que se produce con más frecuencia. Este modo se puede activar por ruptura del laminado (modo (a)), por aplastamiento del hormigón (modo (b)) o bien por la pér-

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

dida de adherencia y posterior despegue del laminado por flexión (modos (e) y (f)). Mediante un cálculo de secciones convencional que satisfaga el equilibrio y la compatibilidad en la sección, suponiendo que las secciones planas permanecen planas y que existe una adherencia perfecta entre el hormigón y la armadura y entre el hormigón y el laminado, se determina el momento de flexión resistente. Posteriormente se ha de comprobar que para el diseño elegido de refuerzo no se producen los modos de fallo a cortante ((c), (d) y (g)).

En los apartados siguientes se describen los modelos propuestos por la prenormativa europea para los distintos modos de fallo.

3.3. Modo de fallo a flexión por pérdida de adherencia del laminado

Como se ha comentado anteriormente, este modo de fallo junto con los modos (a) y (b) limita la capacidad resistente a flexión de la viga. Por ello, su determinación es esencial para un correcto dimensionamiento del laminado como lo prueban los numerosos estudios llevados a cabo [7, 10].

En las recomendaciones europeas se han propuesto tres alternativas o modelos diferentes para modelizar este modo de fallo como consecuencia de los trabajos de Niedermeier [11], Rostasy y Neubauer [12], Täljsten [13] y Matthys [14]. A continuación se examinan las características principales de cada una de estas alternativas. Asimismo, posteriormente, se proponen dos modelos [10,15] que, aunque no incluidos en la actualidad en la prenormativa europea, son bastante prometedores de cara al futuro por sus características y su simplicidad.

3.3.1. *Modelo A*

Con esta alternativa, la longitud de adherencia efectiva, L_{anch}, y la resistencia de adherencia correspondiente, $\sigma_{anch,max}$, se calculan usando las expresiones propuestas por Rostasy y Neubauer [12]:

$$L_{anch} = \sqrt{\frac{E_{FRP} e_{FRP}}{c_2 f_{ctm}}} \qquad (mm) \qquad (2)$$

$$\sigma_{anch,\max} = \alpha_1 c_1 k_c k_b \sqrt{\frac{E_{FRP} f_{ctm}}{e_{FRP}}} \qquad (N/mm^2) \qquad (3)$$

donde E_{FRP} = módulo de elasticidad del laminado, e_{FRP} = espesor del laminado, f_{ctm} = valor medio de la resistencia a tracción del hormigón, c_1 y c_2 = coeficientes experimentales (para laminados de fibra de carbono se toman valores de 0.64 y 2, respectivamente), α_1 = coeficiente de proyecto que tiene en cuenta la influencia de las fisuras inclinadas sobre la resistencia de adherencia (normalmente se toma un valor de 0.9), k_c = coeficiente de proyecto dependiente del grado de compactación del hormigón (para niveles normales se toma un valor unitario) y k_b es un factor geométrico cuya expresión es:

$$k_b = 1.06\sqrt{\left[\left(2 - b_{FRP}/b\right)/(1 + b_{FRP}/400)\right]} \geq 1 \qquad (4)$$

siendo b y b_{FRP} las anchuras de la viga y el laminado, respectivamente.

En caso de considerar longitudes de adherencia, L_e, inferiores al valor crítico, el documento europeo sugiere adoptar una variación parabólica de la resistencia de adherencia, σ_{anch}, de la forma siguiente (Fig.5):

$$\sigma_{anch} = \sigma_{anch,\max} \frac{L_e}{L_{anch}} \left(2 - \frac{L_e}{L_{anch}}\right) \qquad (5)$$

Todas estas expresiones, (2), (3), (4) y (5), se utilizan para verificar que la adherencia de la placa en sus extremos es adecuada para evitar el despegue.

La longitud total del laminado viene definida por extenderlo hacia los extremos una cantidad, L_{anch}, definida según la expresión (2), a partir de un punto de corte, a_{cut}, definido desde el apoyo. Este punto de corte se determina a partir del menor valor de los dos siguientes (Figura 6): a) coordenada de la sección de la viga reforzada en la que el diagrama de momentos debido a las cargas de proyecto coincide con el momento para el cual la tensión en el laminado alcanza el valor $\sigma_{anch,max}$ (Ec.3); b) coordenada de la sección de la viga en la que el momento resistente de la viga no reforzada es inferior al diagrama de momentos producido por las cargas de proyecto.

Por tanto, la longitud de adherencia de la placa, L_{anch}, no tiene por qué estar extendida sobre una sección no fisurada.

En este modelo, se propone también para limitar la adherencia en secciones intermedias de la viga que la deformación en el laminado no sobrepase en el momento del despegue un valor que, según ensayos del Instituto Alemán de la Construcción , debería estar comprendido entre 0.0065 y 0.0085. Con ello, el momento resistente de cálculo a flexión de la viga reforzada, M_{Rd}, vendrá determinado por lo que se alcance antes, el aplastamiento del hormigón o un valor límite de la deformación en el laminado dado por:

$$\varepsilon_{FRP\lim} = \min(\varepsilon_{FRPud}, 0.0065 - 0.0085) \qquad (6)$$

en donde ε_{FRPud} es el valor de proyecto de la deformación de ruptura en el laminado obtenido a partir de la ecuación (1).

El valor de la deformación de despegue del laminado asumido es muy relativo ya que depende de numerosos parámetros. De hecho, comparado a valores propuestos por otros autores resulta más elevado con lo cual debe ser usado con una precaución extrema. Aunque la filosofía característica de este modelo se ha aplicado en numerosas ocasiones debido a su simplicidad, en la actualidad se intentan impulsar modelos más realistas que conducen a un uso más económico del laminado como consecuencia de una determinación más real de la verdadera capacidad de adherencia del laminado. El modelo que se va a presentar a continuación obedece a esta nueva filosofía.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

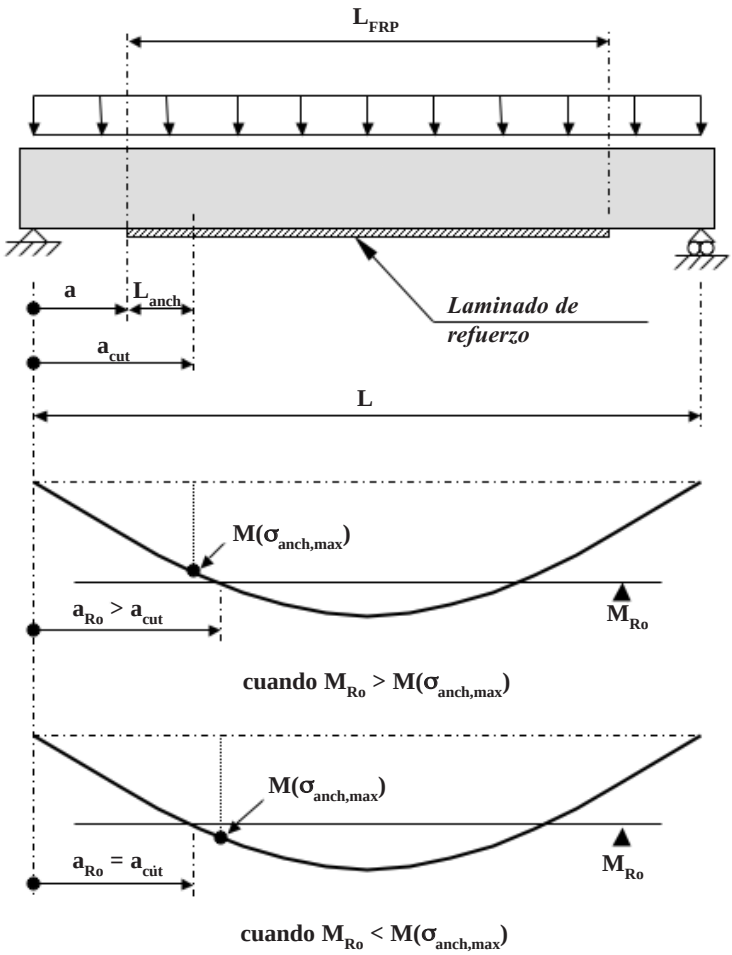


Figura 6. Determinación del punto de corte.

3.3.2. Modelo B

El segundo modelo propuesto en la prenormativa europea es el más realista de los tres aunque el más complejo de aplicar para casos prácticos. Fue propuesto por Niedermeier [11] y su ventaja principal es que la capacidad de adherencia del laminado en las secciones extremas y en las secciones intermedias se trata de la misma forma. La filosofía básica que subyace en este método se basa en extender la longitud de los laminados hasta las secciones no fisuradas de la viga (Figura 7) y limitar la tensión de tracción en el laminado a la máxima tensión de adherencia que se puede transmitir entre dos fisuras consecutivas lo que representa una suposición más realista que la adoptada en el modelo anterior. De esta forma

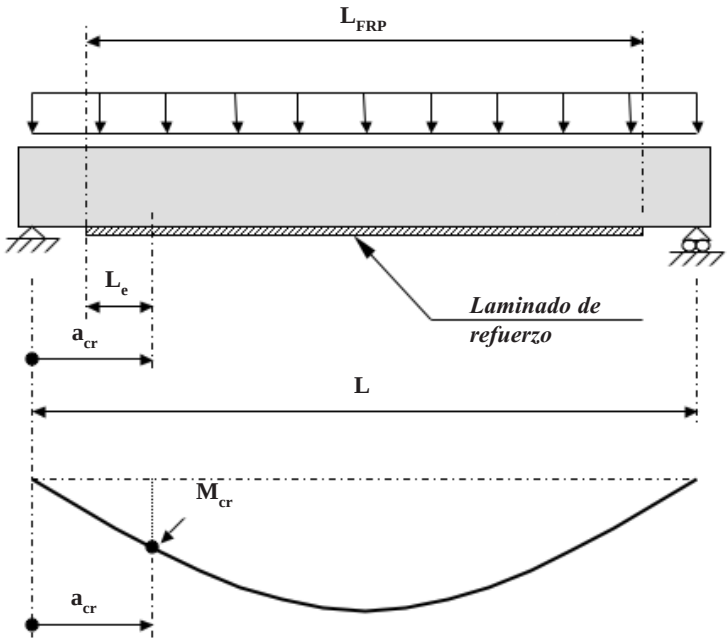


Figura 7. Longitud del laminado según el modelo B.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

se está reconociendo la capacidad de transmisión del esfuerzo axial en los laminados a través de los bloques de hormigón comprendidos entre dos fisuras consecutivas. Estos dientes de hormigón actúan como conectores de cortante que permiten incrementar el esfuerzo del laminado con respecto a aquél obtenido en un ensayo de adherencia como el de la Fig.4. Esto implica que hasta alcanzar la carga de fisuración, las zonas de adherencia del laminado se localizan únicamente en sus extremos; desde el momento que se sobrepasa la carga de fisuración las zonas de adherencia se localizan también en los dientes de hormigón formados. Por tanto, hay que considerar la resistencia de adherencia en la interfase laminado-hormigón de forma local para cada diente de la viga.

Los dos aspectos fundamentales de este modelo son el cálculo de la distancia más desfavorable entre fisuras y la determinación de la máxima tensión de adherencia permitida.

Para el cálculo de la distancia entre fisuras la prenormativa europea propone una expresión constante, L_{cm}, para toda la longitud de la viga igual al doble de la longitud de transmisión, l_t, siendo ésta la distancia mínima para que, tras las primeras fisuras, el esfuerzo de tracción en el laminado pueda ser transferido a través del hormigón circundante. Su expresión es la siguiente:

$$L_{cm} = 2l_t = 2\frac{M_{cr}}{z_m}\frac{1}{\left(\sum \tau_{FRPm} b_{FRP} + \sum \tau_{sm}\phi_s \pi\right)} \qquad (7)$$

siendo τ_{sm} y τ_{FRPm} los valores medios de las tensiones de adherencia en los refuerzos interno y externo, respectivamente, M_{cr} el momento de fisuración, ϕ_s el diámetro de la armadura longitudinal interna y z_m el brazo mecánico medio de las fuerzas internas. Las expresiones de estos parámetros son las siguientes:

$$\tau_{sm} = 1.85 f_{ctm} \qquad (8)$$

$$\tau_{FRPm} = 0.44 f_{ctm} \qquad (9)$$

$$M_{cr} = \frac{2.6 f_{ctm} b h^2}{6} \qquad (10)$$

$$z_m = 0.85\frac{\left(hE_{FRP}A_{FRP} + dE_s A_{s1}\right)}{\left(E_{FRP}A_{FRP} + E_s A_{s1}\right)} \qquad (11)$$

siendo h el canto de la sección transversal y A_{s1} y A_{FRP} la sección de las armaduras internas de tracción y del refuerzo externo, respectivamente.

La determinación de las tensiones máximas de adherencia permitidas una vez que la viga se ha fisurado se ha de llevar a cabo tanto para los extremos del laminado como para las zonas donde han aparecido fisuras de flexión. En ambas localizaciones la resistencia será diferente ya que en el extremo la fuerza de adherencia ha de equilibrar la tensión total del laminado mientras que en cualquier zona interna ha de equilibrar solamente el esfuerzo incremental en el laminado.

Por ello, si se considera ahora el equilibrio para una sección de la viga situada a una distancia L_e del extremo de la placa (Figura 8) se tiene:

$$F_{FRP} \le \sigma_{anch}(L_e) A_{FRP} \qquad (12)$$

siendo F_{FRP} el esfuerzo en el laminado, $\sigma_{anch}(L_e)$ la resistencia de adherencia del laminado calculada con la expresión (5) para lo longitud L_e y A_{FRP} la sección transversal del laminado.

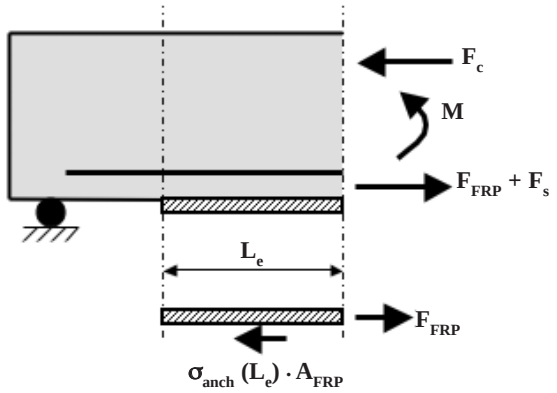


Figura 8. Condición de equilibrio del laminado en su extremo.

Por el contrario, para el equilibrio en un diente de hormigón de longitud L_{cm} (Figura 9) se tiene:

$$\Delta F_{FRP} \le \sigma_{anch}(L_{cm}) A_{FRP} \qquad (13)$$

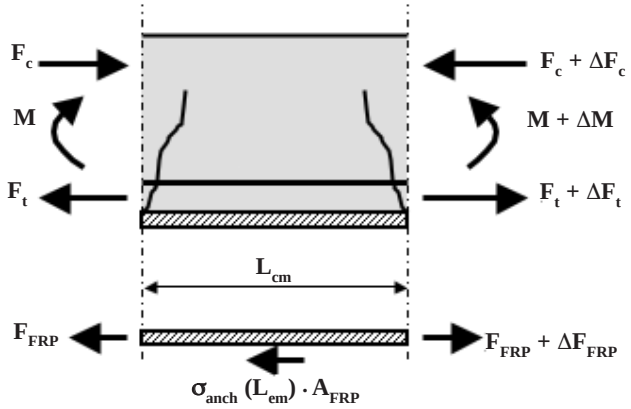


Figura 9. Condición de equilibrio del laminado entre dos dientes de hormigón.

siendo ΔF_{FRP} el esfuerzo incremental en el laminado. En este caso $\sigma_{anch}(L_{cm})$ representa la resistencia de adherencia del diente de hormigón o, lo que es lo mismo, el incremento de tensión permitido en el laminado, como consecuencia de su adherencia con el hormigón, una vez que se ha producido la fisuración. Según Niedermeier [11], este incremento se determina a partir de unas ecuaciones dependientes de la distancia media entre fisuras L_{cm} y del valor de cálculo de la tensión en el laminado σ_{FRPd} obtenido mediante un cálculo de la sección aplicando equilibrio y compatibilidad. Si las ecuaciones se representan en un gráfico se obtienen curvas como las de la Figura 10 para un valor particular de L_{cm}. Se debe comentar

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

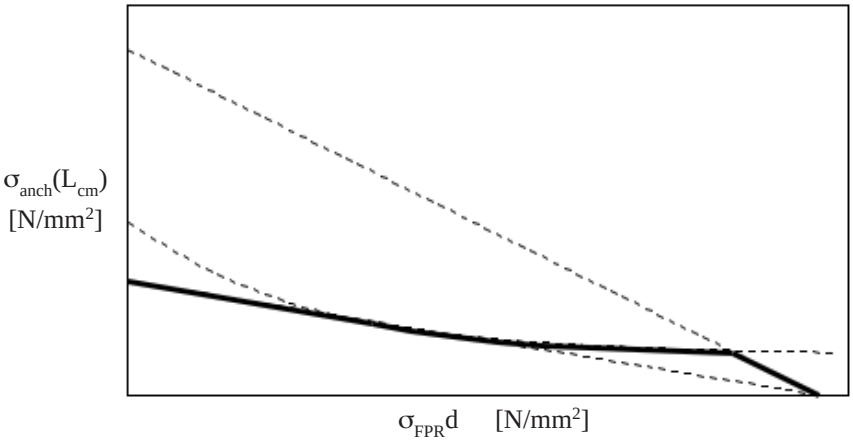


Figura 10. Diagrama de resistencia de adherencia máxima permitida según Niedermeier.

que en esta figura cuando el valor de la ordenada es igual al de la Ec.(5) ya que esa sección corresponde al extremo de la placa.

3.3.3. Modelo C

Este modelo, al igual que el modelo A consta de dos etapas. En la primera, se verifica de forma similar al modelo A que se cumplen las condiciones necesarias de adherencia de la placa en los extremos mediante la aplicación de las ecuaciones (2) y (3).

En una segunda etapa, para comprobar que la adherencia en las secciones de momento máximo es adecuada, se ha de verificar que la tensión cortante en la interfase entre el laminado y el hormigón no sobrepase la resistencia de cálculo a cortante del hormigón (Matthys [14]), f_{cbd}. Si se cumple esa condición, se supone que las fisuras de flexión sólo producen microfisuras en la interfase laminado-hormigón que se mantienen estables y no producen el despegue del laminado.

Si se aplicase el equilibrio de forma simplificada esta última condición se transformaría en lo siguiente:

$$\varepsilon_s < \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s E_s} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{V_d}{0.95 d b_{FRP}\left(1+\frac{E_s A_s}{E_{FRP} A_{FRP}}\right)} \leq f_{cbd} \qquad (14)$$

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s E_s} \Rightarrow \frac{V_d}{0.95 d b_{FRP}} \leq f_{cbd} \qquad (15)$$

siendo ε_s la deformación en la armadura interna, V_d el esfuerzo cortante de cálculo y d el canto útil de la sección transversal de la viga.

En cualquier caso, la limitación de la adherencia del laminado en zonas donde existen fisuras de flexión utilizando la tensión cortante en la interfase es muy discutible. Para ello, basta con pensar que en una viga sometida a carga puntual en dos puntos el esfuerzo cortante es nulo en las secciones comprendidas entre esos dos puntos aunque se pueda originar realmente el despegue del laminado en esas mismas secciones.

3.3.4. Modelo de Aprile y Benedetti

Este modelo, planteado recientemente [15], parte de las expresiones (2) y (3) pero, a semejanza del modelo B de la prenormativa europea, se basa en considerar la resistencia de adherencia en la interfase laminado-hormigón de forma local para cada zona de la viga comprendida entre dos fisuras de flexión. De esta forma, se considera la contribución de los dientes de hormigón entre fisuras a la capacidad de adherencia real del laminado. Según esto la longitud de adherencia disponible, L_e, no será el valor efectivo, L_{anch}, dado por la Ec.(3) sino lo siguiente:

$$L_e = \min\{L_{anch}, L_{cm}\} \qquad (16)$$

siendo L_{cm} la distancia media entre fisuras.

Todo el desarrollo de este modelo es similar al del modelo B pero, a diferencia de éste, la resistencia de adherencia del laminado en los dientes de hormigón se toma constante para un valor de L_e a partir de las ecuaciones (2), (3), (4) y (5).

Con ello, según este modelo, los valores de las tensiones que limitan el modo de fallo a flexión por pérdida de adherencia en el laminado son:

$$\sigma_{FRP} = \sigma_{anch}(L_e) \text{ en el extremo del laminado} \qquad (17)$$

$$\sigma_{FRP} = \sigma_{FRPy} + \sigma_{anch}(L_e) \text{ en las secciones de máximo momento de flexión} \qquad (18)$$

siendo σ_{FRPy} la tensión en la placa cuando la armadura plastifica ($M=M_y$) que, por un cálculo de secciones, toma la siguiente expresión:

$$\sigma_{FRPy} = f_{yd} \frac{E_{FRP}}{E_s} \frac{(h-x)}{(d-x)} \qquad (19)$$

siendo x la profundidad de la fibra neutra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

En la expresión (18), se ha supuesto que las primeras fisuras aparecen cuando la armadura plastifica ($M=M_y$) con lo cual todo el incremento de esfuerzo posterior es prácticamente soportado por el laminado.

El principal inconveniente de este modelo, al igual que con el modelo B de la prenormativa europea, es que no existe ningún modelo efectivo para determinar la distancia entre fisuras, L_{cm}, o, lo que es lo mismo, la longitud L_e. Los autores proponen tres expresiones

a) Expresión del Boletín CEB 203-305 [16]

$$L_{cm} = \frac{\phi_s}{3.6\rho_{s1,ef}} \frac{1}{\omega} \tag{20}$$

siendo ϕ_s el diámetro de las armaduras, $\rho_{s1,ef}$ la cuantía de armadura longitudinal respecto a la sección efectiva de hormigón a tracción, $A_{c,ef}$, y ω un coeficiente de homogeneización dado por:

$$\omega = \frac{\alpha_s \rho_{s,ef} + \alpha_{FRP} \rho_{FRP,ef}}{\alpha_s \rho_{s,ef}} \tag{21}$$

en donde α_s y α_{FRP} son los coeficientes de homogeneización del acero y del laminado, respectivamente, y $\rho_{FRP,ef}$ es la cuantía de laminado con respecto a la sección efectiva de hormigón a tracción, $A_{c,ef}$, definida como:

$$A_{c,ef} = \min\left\{2.5cb, \frac{b(h-x)}{2}\right\} \tag{22}$$

siendo c el recubrimiento de hormigón.

b) Expresión tomada del Boletín CEB 235 [17]

$$L_{cm} = \frac{2}{1-\alpha_2}\left[\frac{(1+\alpha_2)\phi_s \zeta_{\max}^{\alpha_2} E_s^{\alpha_2} \sigma_{sr}^{1-\alpha_2}}{8q_{\max}(1+\alpha_s \rho_{s,ef}\omega}\right]^{(1/(1+\alpha_2))} \tag{23}$$

donde ζ_{max} es el desplazamiento máximo por pérdida de adherencia de las armaduras internas, definido experimentalmente, y σ_{sr} es la tensión en la zona de la armadura mas próxima a la fisuración cuando el hormigón alcanza su resistencia a tracción, f_{ctm}, y es evaluada como:

$$\sigma_{sr} = \frac{1+\alpha_s \rho_{s,ef} + \alpha_{FRP}\rho_{FRP,ef}}{\rho_{s1,ef} + \frac{\alpha_{FRP}}{\alpha_s}\frac{h-x}{d-x}\rho_{FRP,ef}} \tag{24}$$

El coeficiente α_2 para una situación normal toma un valor de 0.3 y

$$q_{max} = 0.25\, f_{ck} \tag{25}$$

c) Expresión tomada de la última versión del EC2 adaptada por Beeby [18]

$$L_{cm} = 1.7\left[2c_{\min} + 0.20\frac{h-x}{25c_{\min}}\frac{\phi_s}{\rho_{s1,ef}\omega}\right] \tag{26}$$

siendo c_{min} el recubrimiento neto de hormigón medido desde la superficie de las armaduras

3.5 *Modelo de Chen y Teng*

Este modelo sigue la misma filosofía que el modelo B planteado en las recomendaciones de proyecto europeas. Sin embargo su aplicación es mucho más simple como se verá a continuación.

Este modelo surge como consecuencia de un estudio muy extenso realizado por Chen y Teng [10] para evaluar las resistencias de adherencia de laminados de FRP. Dicho estudio se basa en ensayos de adherencia como los de la Fig.4 y en ensayos sobre forjados y vigas reforzadas externamente. También se incluye en el estudio una comparación con expresiones de evaluación de la adherencia publicados anteriormente.

Como consecuencia de ese estudio, se proponen las siguientes expresiones para el cálculo de la resistencia de adherencia y de la longitud de adherencia efectiva:

$$\sigma_{anch,\max} = \alpha_2 \beta_p \beta_L \sqrt{\frac{E_{FRP}\sqrt{f_{ck}}}{e_{FRP}}} \text{ N y mm} \tag{27}$$

$$L_{anch} = \sqrt{\frac{E_{FRP} e_{FRP}}{\sqrt{f_{ck}}}} \tag{28}$$

siendo

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2 - b_{FRP}/b}{1 + b_{FRP}/b}} \tag{29}$$

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & si \quad L_e \geq L_{anch} \\ sen\left[\pi L / 2L_{anch}\right] & si \quad L_e < L_{anch} \end{cases} \tag{30}$$

El coeficiente α_2 se ha calibrado con los ensayos llevados a cabo en el estudio. Para los ensayos de adherencia se ha obtenido un valor medio de α_2 igual a 0.427, aproximadamente, mientras que para los ensayos sobre vigas y forjados ese valor es 0.887 debido al incremento de tensión que originan los dientes de hormigón comprendidos entre las fisuras. Según eso, si se tomase en la Ec.(27) el primer valor de α_2 se estaría adoptando una filosofía de diseño similar a aquélla implícita en el modelo A de la prenormativa europea en el sentido de asimilar el comportamiento a flexión de una viga reforzada al de los ensayos de adherencia. En este caso, la longitud del laminado se determinaría igual que en el modelo A pero con la Ec.(28).

Por otro lado, si se tomase en la Ec.(27) el segundo valor de α_2 la filosofía de diseño sería similar a la del modelo B y a la del modelo de Aprile y Benedetti al suponer que los dientes de hormigón contribuyen a la adherencia del laminado lo cual, sin duda, se asemeja más al comportamiento real. La gran ventaja de aplicar este modelo, comparado al modelo B, es que, al haberse obtenido el valor del coeficiente α_2 como un valor promediado para diferentes ensayos sobre vigas, la

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

expresión (27) que se aplica para limitar el modo de fallo a flexión por pérdida de adherencia del laminado es única, independientemente de la distancia entre fisuras. Esto permite aplicar un modelo realista como el modelo B para la estimación de la capacidad de adherencia verdadera del laminado pero de una forma mucho más simple y directa ya que no es necesario suponer ninguna expresión para evaluar la distancia entre fisuras.

3.4. Modos de fallo por cortante

Una vez que se ha proyectado el laminado adecuado para evitar los modos de fallo a flexión de la viga reforzada, se ha de verificar que el diseño seleccionado es adecuado para evitar los modos de fallo a cortante (c), (d) y (g). El modo de fallo (c) es similar al que se produce en vigas de hormigón convencionales y para evitarlo se deben seguir las recomendaciones del EC2.

Sin embargo, los otros dos modos de fallo, (d) y (g), implican el despegue del laminado y, por tanto, son característicos de este sistema de refuerzo. Su caracterización es, sin lugar a dudas, el punto más controvertido de todas las recomendaciones de proyecto editadas hasta la fecha y es un tema abierto sobre el cual se deben aportar bastantes mejoras y modificaciones en el futuro ya que, en la actualidad, no existe un modelo predictivo suficientemente fiable. Por ello, muchas veces es recomendable prevenir estos dos modos de fallo mediante el pegado en U de laminados o tejidos de material compuesto en las secciones extremas del refuerzo longitudinal a modo de anclaje y refuerzo a cortante exterior (Figura (3)).

Al igual que para el fallo a flexión, para el modo de fallo a cortante por despegue se han propuesto diferentes modelos en la prenormativa europea que se comentan a continuación.

3.4.1.Despegue del laminado por fisuras de cortante

La presencia de fisuras inclinadas ocasionadas por el efecto del cortante produce desplazamientos horizontales y verticales de apertura de fisuras que pueden provocar el despegue del laminado de refuerzo. Aunque es difícil cuantificar este fenómeno se han propuesto hasta la fecha diferentes modelos aunque los resultados son demasiado dispersos.

Blaschko [19] propuso un modelo muy simple consistente en limitar el valor del esfuerzo cortante en la viga por la resistencia de cálculo a cortante de la viga sin armadura transversal, tomada del EC2, pero con la siguientes modificaciones para la resistencia a cortante característica del hormigón, τ_{Rk}, y la cuantía de armadura longitudinal equivalente, ρ_{eq}:

$$\tau_{Rk} = 0.15 f_{ck}^{1/3} \tag{31}$$

$$\rho_{eq} = \frac{A_s + A_{FRP}\dfrac{E_{FRP}}{E_s}}{bd} \tag{32}$$

Según esta última expresión la sección transversal del laminado se transforma en una sección de armadura longitudinal equivalente. Este modelo es muy discutible ya que da un tratamiento similar a las armaduras longitudinales de acero y al laminado de material compuesto cuando, en realidad, la adherencia de las primeras con el hormigón es dúctil mientras la del segundo es frágil. Además, en ningún momento se considera en el modelo el máximo esfuerzo axial que puede soportar el laminado para evitar su pérdida de adherencia lo que puede propiciar el uso de laminados gruesos que podrían despegarse prematuramente.

También en la prenormativa europea se propone el criterio de Matthys [14] para la comprobación de este modo de fallo. Dicho criterio, obtenido a partir de una serie de resultados experimentales se basa en evaluar la resistencia a cortante de despegue, V_{Rd1}, con la expresión siguiente

$$V_{Rd1} = \tau_{Rp} bd \tag{33}$$

siendo τ_{Rp} la tensión cortante de despegue del laminado y el valor característico el siguiente:

$$\tau_{Rk} = 0.38 + 151\rho_{eq} \quad (MPa) \tag{34}$$

3.4.2. Despegue extremo del laminado y el recubrimiento

El origen de este modo de fallo es una fisura de cortante en el extremo del laminado que se prolonga hasta la armadura de acero a tracción y después se transmite horizontalmente al nivel de la armadura produciendo la separación del recubrimiento de hormigón. Aunque no sea en sentido estricto un modo de fallo ocasionado por la pérdida de adherencia del laminado, sí es evidente que es característico de este sistema de refuerzo.

Aunque parece ser que este modo de fallo puede ocurrir como consecuencia del efecto combinado de la geometría del refuerzo y de la inclinación de las fisuras de cortante, su descripción mecánica no es muy clara lo que provoca que los modelos propuestos hasta la fecha no se ajusten bien con los resultados experimentales. En cualquier caso, se ha comprobado que es un fallo característico de vigas reforzadas con laminados de longitud mucho más corta que la propia viga.

La mayor parte de los modelos propuestos se basan en el valor máximo de la tensión cortante en el extremo. En las recomendaciones europeas el modelo más simple que se propone para comprobar este fenómeno es el modelo de Jansze [20]. Según este modelo, el despegue en el extremo se produce cuando se alcanza el valor crítico siguiente:

$$V_{Rd2} = \tau_{Rd} bd \tag{35}$$

siendo

$$\tau_{Rd} = 0.15\sqrt[3]{3\frac{d}{a_L}}\left(1+\sqrt{\frac{200}{d}}\right)\sqrt[3]{100\rho_{s1} f_{ck}} \tag{36}$$

$$a_L = \sqrt[4]{\frac{\left(1-\sqrt{\rho_{s1}}\right)^2}{\rho_{s1}} d a^3} \tag{37}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

En esta expresión a es la distancia desde el apoyo al laminado. Si después de aplicar la Ec.(37) resulta una distancia, a_L, mayor que la distancia, a_V, entre los puntos de momento nulo y momento máximo, se debe tomar un valor para a_L en la expresión (36) igual a $(a_L + a_V)/2$.

Una de las deficiencias aparentes de este modelo es su independencia de la sección transversal del laminado. Además, no sería aplicable a vigas reforzadas con laminados muy próximos al apoyo ya que, en ese caso, a_L tendería a cero aunque, como se comentó anteriormente, este tipo de fallo es característico de laminados cortos.

4. DUCTILIDAD

En general, la ductilidad de una viga reforzada disminuye con respecto a la de la viga sin reforzar. Aunque en algunos casos esta pérdida de ductilidad sea despreciable, se debe comprobar la deformación en las armaduras de acero cuando se alcanza el ELU. Para garantizar una ductilidad adecuada, el EC2 da las siguientes limitaciones:

$$\frac{x}{d} \leq 0.45 \tag{38}$$

para hormigones de clase C35/45 o inferior

$$\frac{x}{d} \leq 0.35 \tag{39}$$

para hormigones de clase mayor de C35/45

siendo x la profundidad de la fibra neutra en el ELU y d el canto útil.

En términos de deformación en la armadura interna las expresiones (38) y (39) se traducen en:

$$\varepsilon_{su,c} \geq 0.0043 \tag{40}$$

para hormigones de clase C35/45 o inferior

$$\varepsilon_{su,c} \geq 0{,}0065 \tag{41}$$

para hormigones de clase mayor de C35/45

en donde $\varepsilon_{su,c}$ es la deformación del acero en la sección crítica cuando se alcanza el ELU.

5. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Aunque el diseño de este tipo de refuerzo se concentra fundamentalmente en el ELU de resistencia, es necesario comprobar también los ELS mediante un cálculo elástico lineal de la sección de la viga. Las condiciones de servicio se pueden comprobar utilizando los criterios del EC2 mediante un cálculo de la sección homogeneizada que incorpore el efecto del refuerzo externo.

5.1. Limitación de tensiones

Bajo condiciones de servicio se aplican para la tensión compresiva del hormigón y la tensión de tracción en las armaduras internas las mismas limitaciones del Eurocódigo 2:

– Para evitar una compresión excesiva en el hormigón

$$\sigma_c \geq 0.60\, f_{ck} \tag{42}$$

para la combinación de cargas poco frecuente

$$\sigma_c \geq 0.45\, f_{ck} \tag{43}$$

para la combinación de cargas cuasipermanentes

Para evitar la plastificación del acero

$$\sigma_c \geq 0.45\, f_{ck} \tag{44}$$

De forma similar, en la prenormativa europea se especifica una tensión límite para el laminado de material compuesto mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{FRP} = E_{FRP}\left(\varepsilon_c \frac{h-x}{x} - \varepsilon_o\right) \leq \eta f_{FRPk} \tag{45}$$

siendo ε_o la deformación previa al refuerzo en la fibra más traccionada de la viga y η un coeficiente que toma valores iguales a 0.8, 0.5 y 0.3 dependiendo de si se emplean en el laminado fibras de carbono, aramida o vidrio, respectivamente.

6. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Para el diseño del refuerzo externo de una viga de hormigón según los modelos mostrados anteriormente se podría seguir un procedimiento como el siguiente:

a) Cálculo de las deformaciones iniciales de la viga antes de reforzarla.

b) Cálculo de la deformación límite del laminado.

- Modelo A

  Se toma un valor entre 0.0065 y 0.0085.

- Modelo de Aprile y Benedetti

  – Cálcular la longitud de adherencia (Ec.(16)) a partir de su valor efectivo (Ec.(2)) y de la distancia entre fisuras (Ecs.(20), (23) o (26)).

  – Calcular la deformación límite del laminado a partir del momento de plastificación y de la longitud de adherencia (Ecs.(5), (18) y (19)).

- Modelo de Chen y Teng

  Aplicar la Ec.(27).

c) Calcular el momento resistente como aquél que causa el aplastamiento del hormigón o la pérdida de adherencia del laminado cuando se alcanza el valor límite. Para esto, se hace un cálculo iterativo sobre la sección.

d) Evaluar V_{Rd1} (Ec.(33)) y V_{Rd2} (Ec.(35)) y comprobar que sus valores no se sobrepasan en la viga reforzada.

e) Comprobar los ELS.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Un ejemplo de aplicación de este procedimiento para el diseño de un refuerzo de laminado de fibra de carbono se muestra en el Apéndice A.

7. CONCLUSIONES

Se han desarrollado los aspectos más importantes de la prenormativa europea de refuerzo a flexión de vigas de hormigón armado con laminados de material compuesto orientados a cubrir los principales modos de fallo de este tipo de refuerzo. Se asumen principalmente dos filosofías. La primera se caracteriza por su simplicidad y se basa en suponer un valor de la deformación en el laminado para que se produzca el despegue de éste. Si embargo, este valor es demasiado alto y conduce a secciones de laminado muy pequeñas y poco conservadoras. La segunda filosofía es mucho más realista a la hora de determinar la capacidad de adherencia de la banda y conduce a laminados más largos y gruesos aunque su aplicación es mucho más compleja. Acorde con esta segunda filosofía se están planteando en los últimos tiempos modelos de aplicación más simple.

Sin embargo, el punto más controvertido de las recomendaciones de diseño propuestas y sobre el que más se debe trabajar en los próximos años es el del despegue por cortante especialmente cuando éste se produce desde el extremo del laminado con arrastre del recubrimiento. El mecanismo de este despegue no es bien conocido todavía y ha conducido a modelos que producen resultados muy dispares

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se enmarca dentro de los Proyectos de Investigación BIA2004-06272, subvencionado por el Ministerio de Educación y Cultura, y 80010/A04 subvencionado por el Ministerio de Fomento.

REFERENCIAS

[1] Teng JG, Chen JF, Smith ST, Lam L, FRP strengthened RC structures, John Wiley and Sons, 2002

[2] fib bulletin 14, Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures. Task group 9.3. FRP reinforcement for concrete structures. Lausanne, Switzerland, 2001.

[3] Eurocode 2, Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings, BSI Standards, 1992.

[4] Concrete Society Technical Report 55, Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials, The Concrete Society, Crowthorne, 2000.

[5] ACI 440.2R-02, Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures, Reported by ACI Committee 440. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2002.

[6] Design Manual No.4, Strengthening reinforced concrete structures with externally-bonded fibre reinforced polymers, Isis Canada, The Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures, 2001.

[7] Smith ST, Teng JG: FRP-strengthened RC beams. I: Review of debonding strength models, *Engineering Structures*, 24, 2002, 385-395.

[8] Smith ST, Teng JG: FRP-strengthened RC beams. II: Assessment of debonding strength models, *Engineering Structures*, 24, 2002, 397-417.

[9] Teng JG, Smith ST, Yao, J, Chen, JF: Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs, Construction and Building Materials, 17, 2003, 447-462.

[10] Chen JF, Teng JG, Anchorage strength models for FRP and steel plates attached to concrete, *Journal of Structural Engineering ASCE* , 127 (7), 2001, 784-791.

[11] Niedermeier R, Envelope line of tensile forces while using externally bonded reinforcement, Doctoral Thesis, Munich University, 2000.

[12] Neubauer U, Rostasy FS. Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP-plates. *Proceedings 7th International Conference on Structural Faults and Repairs*, 2, 1997, 109-118

[13] Täljsten B, Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete, International Journal of Adhesion and Adhesives, 17 (4), 1997, 319-327.

[14] Matthys S, Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement, Doctoral Thesis, Ghent University, 2000.

[15] Aprile A, Benedetti A, Coupled flexural-shear design of R/C beams strengthened with FRP, *Composites: Part B*, 35, 2004, 1-25.

[16] CEB, CEB-FIP Model Code 1990, Bulletin d'information 203, 204 and 205, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, Switzerland, 1991.

[17] CEB, Serviceability models. Behaviour and modelling in serviceability limit states including repeated and sustained loads. Bulletin d'information 235, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, Switzerland, 1997

[18] Beeby AW, Crack prediction methods in Eurocode 2. Notes for the Madrid Workshop of the ENV 1992-1-1 Project Team, 2000..

[19] Blaschko M, Strengthening with CFRP, Münchner Massivbau Seminar, TU München (in German), 1997.

[20] Jansze W, Strengthening of reinforced concrete members in bending by externally bonded steel plates, PhD dissertation, TU Delft, The Netherlands, 1997.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

APÉNDICE A. Ejemplo de aplicación

Como ejemplo de aplicación de todo lo anterior se considera una viga de hormigón armado de longitud L = 9 m y sección rectangular 0,35 x 0,70 m que se encuentra simplemente apoyada en dos puntos. La armadura longitudinal de tracción es 2Ø25 + 2Ø32 y el refuerzo a cortante consiste en cercos de diámetro 40 mm. La viga se proyectó inicialmente para soportar una carga permanente y una sobrecarga de 15 kN/m y 21 kN/m, respectivamente. Como consecuencia de un cambio en sus condiciones de uso se requiere en la actualidad que la viga sea capaz de soportar una carga muerta y una sobrecarga adicionales de 5 kN/m y 7 kN/m, respectivamente. Para que esto sea posible se ha decidido instalar un laminado de fibra de carbono (CFRP) en la cara inferior. Las dimensiones del laminado se van a proyectar por medio de tres formas alternativas siguiendo el procedimiento mostrado en al apartado 6:

a) según el modelo A de las recomendaciones europeas a causa de su simplicidad y su extendido uso

b) según el modelo de Aprile y Benedetti [15] ya que obedece a la filosofía más realista descrita en el modelo B de las recomendaciones europeas, pero con aplicación más simplificada

c) según el modelo de Chen y Teng [10] ya que es un modelo de aplicación muy directa que confirma mediante numerosos ensayos experimentales toda la filosofía contenida en el modelo B de las recomendaciones europeas y, además, su difusión actual en todo el mundo está creciendo de forma notable

No se ha considerado el modelo C debido a las causas alegadas en el apartado 3.3.3. Las propiedades y los coeficientes de seguridad de los materiales se muestran en la Tabla 1.

Tabla 2. Propiedades de los materiales

Hormigón	Acero	CFRP
f_{ck} = 32 N/mm^2	f_{yk} = 460 N/mm^2	f_{FRPk} = 2500 N/mm^2
E_c = 31 kN/mm^2	E_s = 200 kN/mm^2	E_{FRP} = 200 kN/mm^2
ε_{cu} = 0.0035	ε_y = 0.002	ε_{FRPuk} = 0.013
γ_c = 1.5	γ_s = 1.15	γ_{FRP} = 1.2

En lo que respecta al módulo de elasticidad del hormigón, para tener en cuenta el efecto de las deformaciones a largo plazo en los cálculos se emplea el valor E_c = 15.5 kN/mm^2. Por requisitos de los fabricantes se suponen laminados de 1.2 mm de espesor y 50 mm y 80 mm de anchura.

1. Valor de cálculo del momento flector actuante M_d:

   - carga permanente g = 15 + 5 = 20 kN/m
   - sobrecarga q = 21 + 7 = 28 kN/m
   - $M_d = \dfrac{(1{,}35 \cdot 20 + 1{,}5 \cdot 28) \cdot 9^2}{8} = 698.63\, m \cdot kN$

2. Momento resistente de la viga no reforzada M_{Ro} (Fig.11):

   - como el hormigón alcanza la deformación ε_{cu}, entonces ψ = 0.8 y δ_G = 0.4
   - resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd} = \dfrac{f_{ck}}{\gamma_c} = \dfrac{32}{1.5} = 21.33\ \mathrm{N/mm^2}$
   - resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} = \dfrac{f_{yk}}{\gamma_s} = \dfrac{460}{1.15} = 400\ \mathrm{N/mm^2}$
   - profundidad de la fibra neutra:

$$x = \frac{A_{s1}\ f_{yd}}{\psi\ 0.85\ f_{cd}\ b} = \frac{2592 \cdot 400}{0.8 \cdot 0.85 \cdot 21.33 \cdot 350} = 204.2\ \mathrm{mm}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

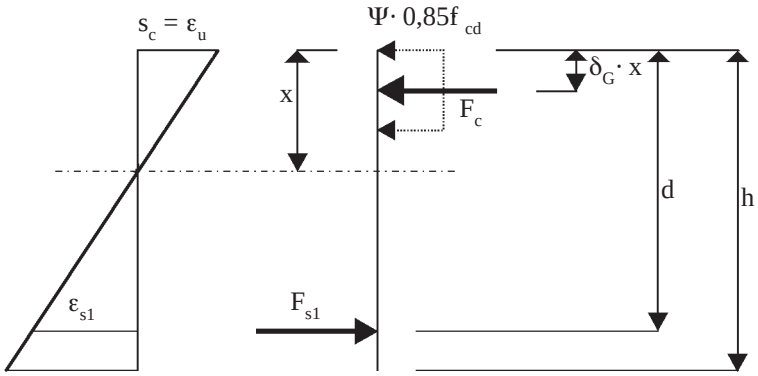


Figura 11. Cálculo de la sección transversal de la viga no reforzada para el ELU.

- momento resistente de la viga no reforzada:

$$M_{Ro} = \psi\, 0.85\, f_{cd}\, b\, x\, (d - \delta_G\, x) =$$
$$= 0.8 \cdot 0.85 \cdot 21.33 \cdot 350 \cdot 204.2 \cdot (636 - 0.4 \cdot 204.2) = 574.6 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Como $M_{Ro} < M_d$ es necesario reforzar la viga

3. Cálculo de la deformación inicial en el hormigón (antes de reforzar)

- se supone que el momento flector inicial se debe a la actuación de una carga:

$$g_{inicial} + 25\%\, q_{inicial} = 15 \text{ kN/m} + 5.25 \text{ kN/m} = 20.25 \text{ kN/m}$$

- luego el momento flector inicial vale:

$$M_o = \frac{(15 + 5.25) \cdot 9^2}{8} = 205 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

- profundidad de la fibra neutra:

$$\frac{b\, x_o^2}{2} = \alpha_s\, A_{s1}\, (d - x_o) \;\Rightarrow\; \frac{350\, x_o^2}{2} = \frac{200 \cdot 10^3}{15.5 \cdot 10^3} \cdot 2592 \cdot (636 - x_o)$$
$$x_o = 265.9 \text{ mm}$$

- momento de inercia de la sección fisurada:

$$I_o = \frac{b\, x_o^3}{3} + \alpha_s\, A_{s1}\, (d - x_o)^2 = \frac{350 \cdot 265.9^3}{3} + \frac{200 \cdot 10^3}{15.5 \cdot 10^3} \cdot 2592 \cdot (636 - 265.9)^2$$
$$I_o = 6.774 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

- deformación en la cara superior:

$$\varepsilon_{co} = \frac{M_o\, x_o}{E_c\, I_o} = \frac{205 \cdot 10^6 \cdot 265.9}{15.5 \cdot 10^3 \cdot 6.774 \cdot 10^9} = 5.19 \cdot 10^{-4}$$

- deformación en la cara inferior (la de tracción):

$$\varepsilon_o = \varepsilon_{co}\, \frac{h - x_o}{x_o} = 8.48 \cdot 10^{-4}$$

4. Evaluación de la capacidad resistente de la viga reforzada. Cálculo de la sección transversal del laminado (Fig.12)

Se supone inicialmente que el modo de fallo a flexión se produce por aplastamiento del hormigón, es decir que $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

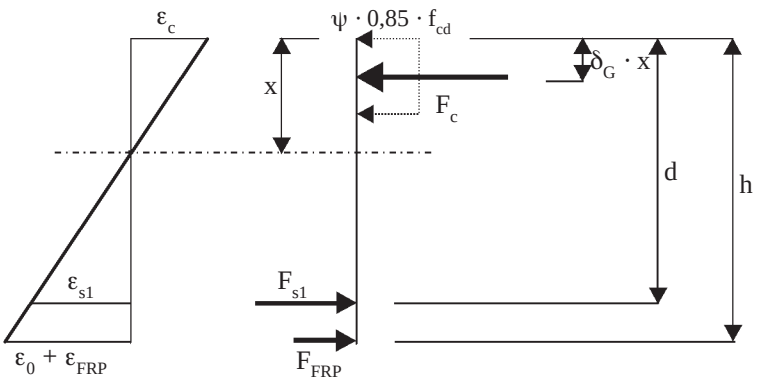


Figura 12. Cálculo de la sección transversal de la viga reforzada para el ELU.

- valor de cálculo del momento resistente M_{Rd}:

$$M_{Rd} = \psi\ 0.85\ f_{cd}\ b\ x\ (h - \delta_G\ x) - f_{yd}\ A_{s1}\ (h - d)$$

- cálculo de la profundidad de la fibra neutra x:

$$M_d = M_{Rd} \quad \Rightarrow 698.63 \cdot 10^6 = 0.8 \cdot 0.85 \cdot 21.33 \cdot 350 \cdot x \cdot (700 - 0.4 \cdot x) - \\ - 400 \cdot 2592 \cdot (700 - 636) \quad \Rightarrow x = 251.3 \text{ mm}$$

- comprobación de la plastificación del acero:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c\ \frac{d - x}{x} = 0.0035 \cdot \frac{636 - 251.3}{251.3} = 5.36 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_y = 2 \cdot 10^{-3}$$

luego el acero plastifica antes del agotamiento del hormigón

- deformación del laminado:

$$\varepsilon_{FRP} = \varepsilon_{cu}\ \frac{h - x}{x} - \varepsilon_o = 0.0035 \cdot \frac{700 - 251.3}{251.3} - 8.48 \cdot 10^{-4} = 0.00540$$

A) Modelo A de la prenormativa europea

- de la Ec.(6) se tiene que:

$$\varepsilon_{FRP,\lim} = \min\{\varepsilon_{FRPud}, 0.0065 - 0.0085\} = \min\left\{\frac{0.013}{1.2}, 0.0065 - 0.0085\right\} = \\ = \min\{0.0108, 0.0065 - 0.0085\} > \varepsilon_{FRP} = 0.0054$$

por lo tanto, para el modelo A el modo de fallo predecible es por aplastamiento del hormigón.

- tensión en el laminado de FRP

$$\sigma_{FRP} = E_{FRP}\ \varepsilon_{FRP} = 200 \cdot 10^3 \cdot 0.0054 = 1080\ \text{N/mm}^2$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

- esfuerzo en el laminado de FRP

De la Fig.12

$$M_{Rd} = \sigma_{FRP}\ A_{FRP}\ (h - \delta_G\ x) + f_{yd}\ A_{s1}\ (d - \delta_G\ x) \ \Rightarrow 698.63 \cdot 10^6 =$$
$$= 1080 \cdot A_{FRP} \cdot (700 - 0.4 \cdot 251.3) + 400 \cdot 2592 \cdot (636 - 0.4 \cdot 251.3) \ \Rightarrow$$
$$A_{FRP} = 221.56\ \text{mm}^2$$

- esta sección A_{FRP} se consigue con 4 laminados de espesor 1.2 mm y anchura 50 mm cada uno:

$$A_{FRP,1} = 1.2 \times 4 \times 50 = 240\ \text{mm}^2$$

Para esta sección de banda se tiene un momento resistente de cálculo de valor M_{Rd} = 712.4 mkN

B) Modelo de Aprile y Benedetti

- cálculo del valor medio de la resistencia a tracción del hormigón:

$$f_{ctm} = 0.3\ (f_{ck})^{2/3} = 0.3 \cdot 32^{2/3} = 3.02\ \text{N/mm}^2$$

- cálculo de la longitud de adherencia efectiva L_{anch} [Ec. (2)]:

$$L_{anch} = \sqrt{\frac{E_{FRP}\ e_{FRP}}{c_2\ f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{200 \cdot 10^3 \cdot 1.2}{2 \cdot 3.02}} = 199.3\ \text{mm}$$

- cálculo de la tensión $\sigma_{anch,max}$ [Ec. (3)]:

$$\sigma_{anch,max} = \alpha_1\ c_1\ k_c\ k_b \sqrt{\frac{E_{FRP}\ f_{ctm}}{e_{FRP}}} = 0.9 \cdot 0.64 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{200 \cdot 10^3 \cdot 3.02}{1.2}} = 408.6\ \text{N/mm}^2$$

- cálculo de la sección efectiva de hormigón a tracción [Ec. (22)]:

$$A_{c,ef} = min\left\{2.5\ c\ b\ ,\ \frac{b\ (h - x)}{2}\right\} = min\left\{2.5 \cdot 40 \cdot 350\ ,\ \frac{350 \cdot (700 - 251.3)}{2}\right\} =$$
$$= min\{35000\ ,\ 78523\} = 35000\ \text{mm}^2$$

- cálculo de las cuantías geométricas del acero y del laminado con respecto a $A_{c,ef}$:

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_{s1}}{A_{c,ef}} = \frac{2592}{35000} = 0.074$$

$$\rho_{FRP,ef} = \frac{A_{FRP}}{A_{c,ef}} = \frac{50 \times 1.2}{35000} = 1.71 \cdot 10^{-3}$$

en donde se ha supuesto en principio una anchura de laminado de 50 mm

- cálculo del coeficiente de homogeneización ω [Ec. (21)]:

$$\omega = \frac{\alpha_s\ \rho_{s,ef} + \alpha_{FRP}\ \rho_{FRP,ef}}{\alpha_s\ \rho_{s,ef}} = 1.02$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

- cálculo de la distancia entre fisuras L_{cm} [Ec. (20)]:

$$L_{cm} = \frac{\phi_s}{3.6\,\rho_{s,ef}}\,\frac{1}{\omega} = \frac{25}{3.6\cdot 0.074}\cdot\frac{1}{1.02} = 92\text{ mm}$$

- cálculo de la longitud de adherencia disponible L_e [Ec. (16)]:

$$L_e = min\{L_{anch}\,,\,L_{cm}\} = min\{199.3\,,\,92\} = 92\text{ mm}$$

- cálculo de la resistencia de adherencia en el laminado $\sigma_{anch}(L_e)$ [Ec. (5)]:

$$\sigma_{anch}(L_e) = \sigma_{anch,max}\,\frac{L_e}{L_{anch}}\left(2-\frac{L_e}{L_{anch}}\right) = 408.6\cdot\frac{92}{199.3}\cdot\left(2-\frac{92}{199.3}\right) = 290.2\text{ N/mm}^2$$

- cálculo de σ_{FRPy} [Ec. (19)]:

$$\sigma_{FRPy} = f_{yd}\,\frac{E_{FRP}}{E_s}\,\frac{h-x}{d-x} = 400\cdot\frac{200\cdot 10^3}{200\cdot 10^3}\cdot\frac{700-251.3}{636-251.3} = 466.5\text{ N/mm}^2$$

(la profundidad de la fibra neutra es x = 251.3 mm supuesto que el modo de fallo es por aplastamiento del hormigón)

- cálculo de la deformación límite en el laminado [Ec. (18)]:

$$_{FRP,lim} = \frac{\sigma_{FRPy}+\sigma_{anch}(L_e)}{E_{FRP}} = \frac{466.5+290.2}{200\cdot 10^3} = 3.78\cdot 10^{-3} < \varepsilon_{FRP} = 5.40\cdot 10^{-3}$$

Luego la hipótesis del fallo por aplastamiento del hormigón no sería válida para este modelo. Habría que volver a calcular la profundidad de la fibra neutra considerando que el modo de fallo se produce por pérdida de adherencia en el laminado, con una deformación $\varepsilon_{FRP,lim}$ dependiente de la profundidad de la fibra neutra [Ec. (19)]; no se conoce, por lo tanto, ni el esfuerzo resultante en el hormigón ni el del laminado.

Como el valor de cálculo del momento resistente ha de ser igual a 698.63 m·kN, a través del planteamiento de equilibrio de momentos se determina la profundidad de la fibra neutra de forma iterativa. De esta forma se conoce $\varepsilon_{FRP,lim}$ y, por lo tanto, el valor de la tensión σ_{FRP}. El esfuerzo en el laminado F_{FRP} se determina por equilibrio de fuerzas internas en la sección una vez que x es conocido. Una vez que se han obtenido σ_{FRP} y F_{FRP}, se conoce la sección transversal del laminado.

Para plantear el equilibrio de momentos y de fuerzas en la sección se sigue el esquema representado en la Fig.12, con las siguientes modificaciones:

$$\psi = \begin{cases} 1000\,\varepsilon_c\left(0.5-\dfrac{1000\,\varepsilon_c}{12}\right) & si\ \varepsilon_c \le 0.002 \\[2ex] 1-\dfrac{2}{3000\,\varepsilon_c} & si\ 0.002 \le \varepsilon_c \le 0.0035 \end{cases}$$

$$\delta_G = \begin{cases} \dfrac{8-1000\,\varepsilon_c}{4\,(6-1000\,\varepsilon_c)} & si\ \varepsilon_c \le 0.002 \\[2ex] \dfrac{1000\,\varepsilon_c\,(3000\,\varepsilon_c-4)+2}{2000\,\varepsilon_c\,(3000\,\varepsilon_c-2)} & si\ 0.002 \le \varepsilon_c \le 0.0035 \end{cases}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones son (Fig. 12):

$$\varepsilon_c = \frac{x}{h-x}\left(\varepsilon_{FRP,lim} + \varepsilon_o\right)$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{h-x}\left(\varepsilon_{FRP,lim} + \varepsilon_o\right)$$

en las cuales $\varepsilon_{FRP,lim}$ depende de la profundidad x de la fibra neutra, de acuerdo con las ecuaciones (18) y (19). Si se aplica el proceso iterativo se llega a la siguiente solución:

x = 266 mm

$\varepsilon_{FRP,lim}$ = 0.00369

ε_c = 0.00278 < ε_{cu} = 0.0035

ε_s = 0.00387 > ε_y = 0.002

F_{FRP} = 246.6 kN

A_{FRP} = 334.1 mm^2

La sección calculada se consigue con 6 laminados de anchura 50 mm y espesor 1.2 mm:

$$A_{FRP,2} = 1.2 \times 6 \times 50 = 360 \text{ mm}^2$$

c) Modelo de Chen y Teng

Se va a aplicar con el valor del parámetro = 0.887 en la Ec.(27) lo que equivale a adoptar una filosofía de diseño similar a la del modelo B en la prenorma europea.

Se asume inicialmente que el espesor del laminado es e_{FRP} = 1.2 mm y que la anchura es b_{FRP} = 150 mm. Por lo tanto:

- $$\beta_p = \sqrt{\frac{2-(b_{FRP}/b)}{1+(b_{FRP}/b)}} = \sqrt{\frac{2-(150/350)}{1+(150/350)}} = 1.049$$

- cálculo de la resistencia de adherencia:

$$\sigma_{anch,max} = \alpha_2\ \beta_p\ \beta_L \sqrt{\frac{E_{FRP}\sqrt{f_{ck}}}{e_{FRP}}} = 0.887 \cdot 1.049 \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{200 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{32}}{1.2}} = 903.5 \text{ MPa}$$

- cálculo de la deformación límite de adherencia:

$$\varepsilon_{FRP,lim} = \frac{\sigma_{anch,max}}{E_{FRP}} = \frac{903.5}{200 \cdot 10^3} = 0.00452$$

A diferencia del modelo de Aprile y Benedetti, el valor de $\varepsilon_{FRP,lim}$ no depende de la profundidad de la fibra neutra. No obstante, el valor anterior justifica de nuevo que el modo de fallo no va a ser el agotamiento del hormigón, por lo que ε_c no va a alcanzar el valor ε_{cu} y es preciso aplicar el mismo procedimiento iterativo que en el modelo anterior para equilibrar los esfuerzos internos en la sección sometida a M_d y calcular la sección de laminado A_{FRP} necesaria. El resultado es:

x = 257 *mm*

ε_c = 0.00312 < ε_{cu} = 0.0035

ε_s = 0.00459 > ε_y = 0.002

F_{FRP} = 245.0 kN

A_{FRP} = 271 mm^2

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

La sección resultante es muy superior a la supuesta (e_{FRP} = 1.2 mm y b_{FRP} = 150 mm), por lo tanto habría que iterar sucesivamente, revisando los valores de β_P y $\sigma_{anch,max}$ para las diferentes secciones, hasta que los resultados coincidiesen. El resultado finalmente aceptado se obtiene para la siguiente banda:

e_{FRP} = 1.2 mm

b_{FRP} = 350 mm (7 bandas de 50 mm)

x = 276 mm

$\varepsilon_{FRP} = \varepsilon_{FRP,lim} = 0.00305$

$\varepsilon_c = 0.00253 < \varepsilon_{cu} = 0.0035$

$\varepsilon_s = 0.00330 > \varepsilon_y = 0.002$

F_{FRP} = 256.3 kN

$A_{FRP,3}$ = 420 mm^2

5. Cálculo de la longitud del laminado

A) Modelo A de la prenormativa europea

Análisis elástico en sección homogeneizada equivalente a la reforzada con banda de 1.2 mm de espesor y 200 mm de anchura ($A_{FRP,1}$ = 240 mm^2)

- profundidad de la fibra neutra en la sección homogeneizada (x_2):

$$\frac{b\,x_2^2}{2} = \alpha_s\ A_{s1}\ (d - x_2) + \alpha_{FRP}\ A_{FRP,1}\ (h - x_2) \quad \Rightarrow$$

$$\frac{350\,x_2^2}{2} = \frac{200\cdot 10^3}{15.5\cdot 10^3}\cdot 2592\cdot(636 - x_2) + \frac{200\cdot 10^3}{15.5\cdot 10^3}\cdot 240\cdot(700 - x_2)$$

- momento de inercia de la sección reforzada homogeneizada (I_2):

$$I_2 = \frac{b\,x_o^3}{3} + \alpha_s\ A_{s1}\ (d - x_2)^2 + \alpha_{FRP}\ A_{FRP,1}\ (h - x_2)^2 =$$

$$= \frac{350\cdot 276.2^3}{3} + \frac{200\cdot 10^3}{15.5\cdot 10^3}\cdot 2592\cdot(636 - 276.2)^2 + \frac{200\cdot 10^3}{15.5\cdot 10^3}\cdot 240\cdot(700 - 276.2)^2$$

- cálculo de k_b [Ec. (4)]:

$$k_b = 1.06\sqrt{\frac{2 - (b_{FRP}/b)}{1 + (b_{FRP}/b)}} = 1.01$$

- cálculo de $\sigma_{anch,max}$ [Ec. (3)]:

$$\sigma_{anch,max} = \alpha_1\ c_1\ k_c\ k_b\sqrt{\frac{E_{FRP}\ f_{ctm}}{e_{FRP}}} = 0.9\cdot 0.64\cdot 1\cdot 1.01\cdot\sqrt{\frac{200\cdot 10^3\cdot 3.02}{1.2}} = 412.7\ \mathrm{N/mm^2}$$

- cálculo del momento asociado a $\sigma_{anch,max}$:

$$\sigma_{anch,max} = \frac{M\ \alpha_{FRP}\ (h - x_2)}{I_2} \quad \Rightarrow \quad M(\sigma_{anch,max}) = \frac{\sigma_{anch,max}\ I_2}{\alpha_{FRP}\ (h - x_2)}$$

$$M(\sigma_{anch,max}) = \frac{412.7\cdot 7.344\cdot 10^9}{\frac{200\cdot 10^3}{15.5\cdot 10^3}\cdot(700 - 276.2)} = 554.25\cdot 10^6\ \mathrm{mm\cdot N}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

- reacción vertical en los apoyos de la viga:

$$R = (1.35 \cdot 20 + 1.5 \cdot 28) \cdot \frac{9}{2} = 310.5 \text{ kN}$$

- como M_{Ro} = 574.6 m·kN es mayor que M ($\sigma_{anch,\ max}$) = 554.25 m·kN, entonces la posición del punto de corte a_{cut} (Figura 6) se calcula para este último valor:

$$M(\sigma_{anch,max}) = R \cdot a_{cut} - (1.35 \cdot 20 + 1.5 \cdot 28) \cdot \frac{a_{cut}^2}{2} \quad \Rightarrow \quad a_{cut} = 2.45 \text{ m}$$

- cálculo de la longitud de adherencia [Ec. (2)]:

$$L_{anch} = \sqrt{\frac{E_{FRP}\ e_{FRP}}{c_2\ f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{200 \cdot 10^3 \cdot 1.2}{2 \cdot 3.02}} = 199.3 \text{ mm}$$

- cálculo de la longitud del laminado:

$$L_{FRP,1} = L - 2\ a_{cut} + 2\ L_{anch} = 9 - 2 \cdot 2.45 + 2 \cdot 0.2 = 4.5 \text{ m}$$

B) Modelo de Aprile y Benedetti

Se pretende instalar la banda calculada de 1.2 mm de espesor y 300 mm de anchura ($A_{FRP,2}$ = 360 mm^2)

- cálculo del valor del momento de fisuración del hormigón:

$$M_{cr} = f_{ctm}\ \frac{b\ h^2}{6} = 3.02 \cdot \frac{350 \cdot 700^2}{6} = 86.32 \cdot 10^6 \text{ mm} \cdot \text{N}$$

- cálculo del valor de la posición a_{cr} en la que se alcanza el valor de M_{cr} (Figura 7):

$$M_{cr} = R \cdot a_{cr} - (1.35 \cdot 20 + 1.5 \cdot 28) \cdot \frac{a_{cr}^2}{2} \quad \Rightarrow \quad a_{cr} = 0.287 \text{ m}$$

- cálculo del valor efectivo de la longitud de adherencia [Ec. (2)]:

$$L_{anch} = \sqrt{\frac{E_{FRP}\ e_{FRP}}{c_2\ f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{200 \cdot 10^3 \cdot 1.2}{2 \cdot 3.02}} = 199.3 \text{ mm}$$

- cálculo de la separación media entre fisuras [Ec. (20)]:

$$\rho_{FRP,ef} = \frac{A_{FRP,2}}{A_{c,ef}} = \frac{360}{35000} = 0.0103$$

$$\omega = \frac{\alpha_s\ \rho_{s,ef} + \alpha_{FRP}\ \rho_{FRP,ef}}{\alpha_s\ \rho_{s,ef}} = 1.139$$

$$L_{cm} = \frac{\phi_s}{3.6\ \rho_{s,ef}}\ \frac{1}{\omega} = \frac{25}{3.6 \cdot 0.074} \cdot \frac{1}{1.139} = 82.39 \text{ mm}$$

- cálculo de la longitud de adherencia disponible [Ec. (16)]:

$$L_e = min\ \{L_{anch}, L_{cm}\} = min\ \{199.3,\ \ 82.39\} = 82.39 \text{ mm}$$

- longitud del laminado:

$$L_{FRP,2} = L - 2a_{cr} + 2\ L_e = 9 - 0.287 + 2 \cdot 0.082 = 8.59 \text{ m}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

c) Modelo de Chen y Teng

Análogamente al apartado anterior, la banda debe cubrir el vano entre las posiciones en las que se alcanza M_{cr}. Se pretende instalar la banda calculada de 1.2 mm de espesor y 350 mm de anchura ($A_{FRP,3}$ = 420 mm^2)

- cálculo de la longitud de adherencia efectiva [Ec. (28)]:

$$L_{anch} = \sqrt{\frac{E_{FRP}\, e_{FRP}}{\sqrt{f_{ck}}}} = \sqrt{\frac{200 \cdot 10^3 \cdot 1.2}{\sqrt{32}}} = 206 \text{ mm}$$

- longitud del laminado:

$$L_{FRP,3} = L - 2\, a_{cr} + 2\, L_e = 9 - 2 \cdot 0.287 + 2 \cdot 0.206 = 8.84 \text{ m}$$

6. Comprobación del esfuerzo cortante

a) Modelo A de la prenormativa europea

- cálculo de la cuantía de armadura longitudinal equivalente [Ec. (32)]

$$\rho_{eq} = \frac{A_{s1} + A_{FRP,1}\dfrac{E_{FRP}}{E_s}}{b\, d} = \frac{2592 + 240 \cdot \dfrac{200 \cdot 10^3}{200 \cdot 10^3}}{350 \cdot 636} = 0.0127$$

- valor característico de la resistencia a cortante [Ec. (34)]

$$\tau_{Rk} = 0.38 + 151\, \rho_{eq} = 0.38 + 151 \cdot 0.0127 = 2.30 \text{ MPa}$$

- cálculo de la resistencia de cálculo a cortante según Matthys [Ec. (33)]

$$V_{Rd1} = \frac{\tau_{Rk}}{\gamma_c}\, b\, d = \frac{2.30}{1.5} \cdot 350 \cdot 636 = 341320 \text{ N} = 341.3 \text{ kN}$$

- cálculo de la cuantía de armadura a tracción

$$\rho_{s1} = \frac{A_{s1}}{b\, d} = \frac{2592}{350 \cdot 636} = 0.0116$$

- cálculo de la posición del borde de la banda

$$a = \frac{L - L_{FRP,1}}{2} = \frac{9000 - 4500}{2} = 2250 \text{ mm}$$

- cálculo de a_L [Ec. (37)]

$$a_L = \sqrt[4]{\frac{\left(1 - \sqrt{\rho_{s1}}\right)^2}{\rho_{s1}}\, d\, a^3} = \sqrt[4]{\frac{\left(1 - \sqrt{0.0116}\right)^2}{0.0116} \cdot 636 \cdot 2250^3} = 4722\, mm$$

- cálculo de τ_{Rd} según Jansze [Ec. (36)]

$$\tau_{Rd} = 0.15 \sqrt[3]{3\, \frac{d}{a_L}} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \sqrt[3]{100\, \rho_{s1}\, f_{ck}} =$$

$$= 0.15 \cdot \sqrt[3]{3 \cdot \frac{636}{4722}} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{636}}\right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0.0116 \cdot 32} = 0.577\, MPa$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

- cálculo de la resistencia de cálculo a cortante

$$V_{Rd2} = \tau_{Rd}\ b\ d = 0.577 \cdot 350 \cdot 636 = 128440\ \text{N} = 128.4\ \text{kN}$$

- valor de cálculo de la resistencia a cortante:

$$V_{Rd} = \min\left[V_{Rd1}, V_{Rd2}\right] = \min\left[341.3, 128.4\right] = 128.4\ kN$$

- valor del esfuerzo cortante en el extremo del laminado:

$$V\left(a = 2.25\right) = R - \left(1.35\,g + 1.5\,q\right) a = 310.5 - \left(1.35 \cdot 20 + 1.5 \cdot 28\right) \cdot 2.25 = 155.25\ kN$$

Como $V > V_{Rd2}$, para este diseño se prevé el fallo por despegue del recubrimiento iniciado en el extremo de la banda. Para evitar este modo de fallo habría que aumentar la longitud del laminado o bien reforzar a cortante. De todas maneras, tal y como se comentó en el apartado 3.4.2, el mecanismo de este modo de fallo no ha sido comprendido aún de forma clara y los modelos propuestos no son nada fiables.

B) Modelo de Aprile y Benedetti

- cálculo de la cuantía de armadura longitudinal equivalente [Ec. (32)]

$$\rho_{eq} = \frac{A_{s1} + A_{FRP2}\dfrac{E_{FRP}}{E_s}}{b\,d} = \frac{2592 + 360 \cdot \dfrac{200 \cdot 10^3}{200 \cdot 10^3}}{350 \cdot 636} = 0.0133$$

- valor característico de la resistencia a cortante [Ec. (34)]

$$\tau_{Rk} = 0.38 + 151\ \rho_{eq} = 0.38 + 151 \cdot 0.0{,}33 = 2.38\ \text{MPa}$$

- cálculo de la resistencia de cálculo a cortante según Matthys [Ec. (33)]:

$$V_{Rd1} = \frac{\tau_{Rk}}{\gamma_c}\, b\, d = \frac{2.38}{1.5} \cdot 350 \cdot 636 = 353560\ N = 353.6\ kN$$

- cálculo de la cuantía de armadura a tracción

$$\rho_{s1} = \frac{A_{s1}}{b\,d} = \frac{2592}{350 \cdot 636} = 0.0116$$

- cálculo de la posición del borde de la banda

$$a = \frac{L - L_{FRP,2}}{2} = \frac{9000 - 8590}{2} = 205\ mm$$

- cálculo de a_L [Ec. (37)]

$$a_L = \sqrt[4]{\frac{\left(1 - \sqrt{\rho_{s1}}\right)^2}{\rho_{s1}}\, d\, a^3} = \sqrt[4]{\frac{\left(1 - \sqrt{0.0116}\right)^2}{0.0116} \cdot 636 \cdot 205^3} = 783\ mm$$

- cálculo de τ_{Rd} según Jansze [Ec. (36)]

$$\tau_{Rd} = 0.15 \sqrt[3]{3\frac{d}{a_L}} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \sqrt[3]{100\,\rho_{s1}\, f_{ck}} =$$

$$= 0.15 \cdot \sqrt[3]{3 \cdot \frac{636}{783}} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{636}}\right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0.0116 \cdot 32} = 1.05\ MPa$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

- cálculo de la resistencia de cálculo a cortante según Jansze

$$V_{Rd2} = \tau_{Rd}\, b\, d = 1.05 \cdot 350 \,.\, 636 = 233730 \text{ N} = 233.7 \text{ kN}$$

- valor de cálculo de la resistencia a cortante

$$V_{Rd} = min\, [V_{Rd1}, V_{Rd2}] = min\, \beta 53.6,\ \ 233.7] = 233.7 \text{ kNn}$$

- valor del esfuerzo cortante en el extremo del laminado

$$V\,(a = 0.05) = 310.5 - (1.35 \cdot 20 + 1.5 \cdot 28) \,.\, 0.205 = 296.4 \text{ kN}$$

Como $V > V_{Rd2}$, para este diseño se prevé nuevamente el fallo por despegue del recubrimiento iniciado en el extremo de la banda

c) Modelo de Chen y Teng

- se siguen los pasos descritos en los apartados anteriores y se obtiene

$$V_{Rd1} = 359.6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 296.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd}\, min = [V_{Rd1}, V_{Rd2}] = min\, \beta 59.6,\ \ 296.1] = 296.1 \text{ kN}$$

- valor del esfuerzo cortante en el extremo del laminado

$$V\,(a = 0.080) = 310.5 - (1.35 \cdot 20 + 1.5 \cdot 28) \cdot 0.080 = 305.0 \text{ kN}$$

Como $V > V_{Rd2}$, para este diseño se prevé nuevamente el fallo por despegue del recubrimiento iniciado en el extremo de la banda

7. Comprobación del estado límite de servicio de tensiones

- valor de cálculo del momento flector actuante M_k:

$$M_k = \frac{(g+q)\cdot L^2}{8} = \frac{(20+28)\cdot 9^2}{8} = 486\, m\cdot kN$$

a) Modelo A de la prenormativa europea

Se realiza a continuación el análisis elástico de la sección homogeneizada equivalente a la reforzada con banda de 1.2 mm de espesor y 200 mm de anchura ($A_{FRP,1}$ = 240 mm^2)

- se comienza suponiendo que $\dfrac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} = 0.5$

- cálculo de la profundidad del eje neutro

$$\frac{b\, x_e^2}{2} = \alpha_s\, A_{s1}\,(d - x_e) + \alpha_{FRP}\, A_{FRP,1}\left[h - \left(1 + \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c}\right) x_e\right]$$

$$\frac{350\cdot x_e^2}{2} = \frac{200\cdot 10^3}{15.5\cdot 10^3}\cdot 2592\cdot(636 - x_e) + \frac{200\cdot 10^3}{15.5\cdot 10^3}\cdot 240\cdot\left[700 - (1+0.5)\cdot x_e\right] \Rightarrow$$

$$x_e = 273\, mm$$

- cálculo del momento de inercia de la sección homogeneizada

$$I_2 = \frac{b\, x_e^3}{3} + \alpha_s\, A_{s1}\,(d - x_e)^2 + \alpha_{FRP}\, A_{FRP,1}\left[h - \left(1 + \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c}\right) x_e\right](h - x_e) =$$

$$= \frac{350\cdot 273^3}{3} + \frac{200\cdot 10^3}{15.5\cdot 10^3}\cdot 2592\cdot(636 - 273)^2 +$$

$$+ \frac{200\cdot 10^3}{15.5\cdot 10^3}\cdot 240\cdot\left[700 - (1+0.5)\cdot 273\right]\cdot(700 - 273) = 7.165\cdot 10^9\, mm^4$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

- cálculo de la deformación en el hormigón en la cara superior

$$\varepsilon_c = \frac{M_k\, x_e}{E_c\, I_2} = \frac{486 \cdot 10^6 \cdot 273}{15.5 \cdot 10^3 \cdot 7.165 \cdot 10^9} = 1.195 \cdot 10^{-3}$$

- cálculo de la relación entre ε_o y ε_c

$$\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} = \frac{8.48 \cdot 10^{-4}}{1.195 \cdot 10^{-3}} = 0.710$$

- a partir de este valor, se comienza un proceso iterativo, calculando nuevamente la profundidad x_e y la deformación ε_c, hasta que se obtenga la convergencia, obteniéndose finalmente:

$$x_e = 271.7 \text{ mm} \qquad I_2 = 7.091 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \qquad \varepsilon_c = 0.00120$$

- valor de la tensión de servicio en el hormigón

$$\sigma_c = E_c\, \varepsilon_c = 15.5 \cdot 10^3 \cdot 0.00120 = 18.6 \text{ MPa} < 0.60\, f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$$

- valor de la tensión de servicio en la armadura de acero

$$\sigma_s = E_s\, \varepsilon_c \frac{d - x_e}{x_e} = 200 \cdot 10^3 \cdot 0{,}00120 \cdot \frac{636 - 271.7}{271.7} =$$
$$= 321.8\, MPa < 0.80\, f_{yk} = 368\, MPa$$

- valor de la tensión de servicio en la banda de laminado

$$\sigma_{FRP} = E_{FRP} \left(\varepsilon_c \frac{h - x_e}{x_e} - \varepsilon_o \right) = 200 \cdot 10^3 \cdot \left(0.00120 \cdot \frac{700 - 271.7}{271.7} - 8.48 \cdot 10^{-4} \right) =$$
$$= 208.7\, MPa < 0.80\, f_{FRP,k} = 2000\, MPa$$

B) Modelo de Aprile y Benedetti

Se realiza a continuación el análisis elástico de la sección homogeneizada equivalente a la reforzada con banda de 1.2 mm de espesor y 300 mm de anchura ($A_{FRP,2}$ = 360 mm^2)

- al igual que en el caso anterior se comienza suponiendo que $\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} = 0.5$

- cálculo de la profundidad del eje neutro

$$\frac{b\, x_e^2}{2} = \alpha_s\, A_{s1} \left(d - x_e \right) + \alpha_{FRP}\, A_{FRP,2} \left[h - \left(1 + \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} \right) x_e \right]$$

$$\frac{350 \cdot x_e^2}{2} = \frac{200 \cdot 10^3}{15.5 \cdot 10^3} \cdot 2592 \cdot \left(636 - x_e \right) + \frac{200 \cdot 10^3}{15.5 \cdot 10^3} \cdot 360 \cdot \left[700 - \left(1 + 0.5 \right) \cdot x_e \right] \Rightarrow$$
$$x_e = 276.3\, mm$$

- cálculo del momento de inercia de la sección homogeneizada

$$I_2 = \frac{b\, x_e^3}{3} + \alpha_s\, A_{s1} \left(d - x_e \right)^2 + \alpha_{FRP}\, A_{FRP,2} \left[h - \left(1 + \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} \right) x_e \right] \left(h - x_e \right) =$$
$$= \frac{350 \cdot 276.3^3}{3} + \frac{200 \cdot 10^3}{15.5 \cdot 10^3} \cdot 2592 \cdot \left(636 - 276.3 \right)^2 +$$
$$+ \frac{200 \cdot 10^3}{15.5 \cdot 10^3} \cdot 360 \cdot \left[700 - \left(1 + 0.5 \right) \cdot 276.3 \right] \cdot \left(700 - 276.3 \right) = 7.350 \cdot 10^9\, mm^4$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

- cálculo de la deformación en el hormigón en la cara superior

$$\varepsilon_c = \frac{M_k\, x_e}{E_c\, I_2} = \frac{486 \cdot 10^6 \cdot 276.3}{15.5 \cdot 10^3 \cdot 7.350 \cdot 10^9} = 1.179 \cdot 10^{-3}$$

- cálculo de la relación entre ε_o y ε_c

$$\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} = \frac{8.48 \cdot 10^{-4}}{1.179 \cdot 10^{-3}} = 0.719$$

- a partir de este valor, se comienza el proceso iterativo, calculando nuevamente la profundidad x_e y la deformación ε_c, hasta que se obtiene la convergencia con los siguientes valores:

$$x_e = 274.3 \text{ mm} \qquad I_2 = 7.238 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \qquad \varepsilon_c = 0.00120$$

- valor de la tensión de servicio en el hormigón

$$\sigma_c = E_c\, \varepsilon_c = 15.5 \cdot 10^3 \cdot 0.00119 = 18.4 \text{ MPa} < 0.60\, f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$$

- valor de la tensión de servcio en la armadura de acero

$$\sigma_s = E_s\, \varepsilon_c \frac{d - x_e}{x_e} = 200 \cdot 10^3 \cdot 0.00119 \cdot \frac{636 - 274.3}{274.3} =$$
$$= 313.8\, MPa < 0.80\, f_{yk} = 368\, MPa$$

- valor de la tensión de servicio en la banda de laminado

$$\sigma_{FRP} = E_{FRP} \left(\varepsilon_c \frac{h - x_e}{x_e} - \varepsilon_o \right) = 200 \cdot 10^3 \cdot \left(0.00119 \cdot \frac{700 - 274.3}{274.3} - 8.48 \cdot 10^{-4} \right) =$$
$$= 199.8\, MPa < 0.80\, f_{FRP,k} = 2000\, MPa$$

c) Modelo de Chen y Teng

Se realiza a continuación el análisis elástico de la sección homogeneizada equivalente a la reforzada con banda de 1.2 mm de espesor y 350 mm de anchura ($A_{FRP,3}$ = 420 mm^2)

- al igual que en el caso anterior se comienza suponiendo que $\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} = 0.5$

- cálculo de la profundidad del eje neutro

$$\frac{b\, x_e^2}{2} = \alpha_s\, A_{s1} \left(d - x_e \right) + \alpha_{FRP}\, A_{FRP,3} \left[h - \left(1 + \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} \right) x_e \right]$$

$$\frac{350 \cdot x_e^2}{2} = \frac{200 \cdot 10^3}{15.5 \cdot 10^3} \cdot 2592 \cdot \left(636 - x_e \right) + \frac{200 \cdot 10^3}{15.5 \cdot 10^3} \cdot 420 \cdot \left[700 - \left(1 + 0.5 \right) \cdot x_e \right] \Rightarrow$$
$$x_e = 277.9\, mm$$

- cálculo del momento de inercia de la sección homogeneizada

$$I_2 = \frac{b\, x_e^3}{3} + \alpha_s\, A_{s1} \left(d - x_e \right)^2 + \alpha_{FRP}\, A_{FRP,3} \left[h - \left(1 + \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} \right) x_e \right] \left(h - x_e \right) =$$
$$= \frac{350 \cdot 277.9^3}{3} + \frac{200 \cdot 10^3}{15.5 \cdot 10^3} \cdot 2592 \cdot \left(636 - 277.9 \right)^2 +$$
$$+ \frac{200 \cdot 10^3}{15.5 \cdot 10^3} \cdot 420 \cdot \left[700 - \left(1 + 0.5 \right) \cdot 277.9 \right] \cdot \left(700 - 277.9 \right) = 7.440 \cdot 10^9\, mm^4$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

- cálculo de la deformación en el hormigón en la cara superior

$$\varepsilon_c = \frac{M_k\, x_e}{E_c\, I_2} = \frac{486 \cdot 10^6 \cdot 277.9}{15.5 \cdot 10^3 \cdot 7.440 \cdot 10^9} = 1.171 \cdot 10^{-3}$$

- cálculo de la relación entre ε_o y ε_c

$$\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} = \frac{8.48 \cdot 10^{-4}}{1.171 \cdot 10^{-3}} = 0.724$$

- a partir de este valor, se comienza el proceso iterativo, calculando nuevamente la profundidad x_e y la deformación ε_c, hasta que se obtiene la convergencia con los siguientes valores:

$$x_e = 275.5 \text{ mm} \qquad I_2 = 7.304 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \qquad \varepsilon_c = 0.00118$$

- valor de la tensión de servicio en el hormigón

$$\sigma_c = E_c\, \varepsilon_c = 15.5 \cdot 10^3 \cdot 0.00118 = 18.3 \text{ MPa} < 0.60\, f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$$

- valor de la tensión de servcio en la armadura de acero

$$\sigma_s = E_s\, \varepsilon_c \frac{d - x_e}{x_e} = 200 \cdot 10^3 \cdot 0.00118 \cdot \frac{636 - 275.5}{275.5} =$$
$$= 308.8\, MPa < 0.80\, f_{yk} = 368\, MPa$$

- valor de la tensión de servicio en la banda de laminado

$$\sigma_{FRP} = E_{FRP} \left(\varepsilon_c \frac{h - x_e}{x_e} - \varepsilon_o \right) = 200 \cdot 10^3 \cdot \left(0.00118 \cdot \frac{700 - 275.5}{275.5} - 8.48 \cdot 10^{-4} \right) =$$
$$= 194.0\, MPa < 0.80\, f_{FRPk} = 2000\, MPa$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Dimensionamiento y verificación del hormigón estructural mediante el método de los campos de tensiones

Dimensioning and check of structural concrete using the stress field method

Aurelio Muttoni
Prof. Dr. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suiza

Miguel Fernández Ruiz
Dr. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suiza

RESUMEN

Los campos de tensiones son una herramienta basada en el teorema del mínimo de la plasticidad que puede ser empleada tanto para el dimensionamiento como para la verificación de elementos o estructuras de hormigón armado y pretensado. En este artículo se resumen sus bases teóricas y de aplicación, proponiéndose finalmente un ejemplo del cual se analizan los resultados obtenidos.

SUMMARY

The stress field method is a tool based on the lower-bound theorem of plasticity. It can be applied for both the dimensioning of new structural elements and for the checking of existing ones. This paper reviews the theoretical principles of the method and its application to practical cases. An example is finally presented whose results are discussed.

1. INTRODUCCIÓN

El método de los campos de tensiones es una herramienta fundada en la teoría de la plasticidad que permite el dimensionamiento y verificación de elementos y estructuras de hormigón armado y pretensado. Su aplicación no se restringe exclusivamente a este ámbito, pudiendo ser empleado además en el análisis de estructuras en acero estructural o bien de fábrica (ladrillo y piedra).

Existen además otros métodos de cálculo basados en la teoría de la plasticidad con aplicación al hormigón estructural. Entre ellos destaca principalmente el método de las bielas y los tirantes, el cual se basa en la denominada analogía de la celosía y que ha sido adoptado en la norma española EHE. El análisis del hormigón estructural mediante modelos de celosía comenzó en un principio como un desarrollo intuitivo del comportamiento del hormigón armado, sin base teórica sólida y sobre la base de resultados de ensayos. Ritter (1899) propuso por primera vez el análisis de una viga de hormigón armado mediante su idealización como una celosía. El desarrollo de modelos de celosía continuó posteriormente con Mörsch (1908) y su evolución ha seguido hasta nuestros días. En esta línea, Schlaich (1982, 1987) completando diferentes aspectos teóricos y prácticos de la analogía de la celosía, formalizó un método de análisis y comprobación de estructuras, el cual ha sido ampliamente difundido y empleado bajo el nombre de método de las bielas y los tirantes.

Los campos de tensiones nacen en cambio como una aplicación directa de la teoría de la plasticidad. El primer planteamiento de un campo de tensiones completo para un elemento estructural se debe a Drucker (1961) quien propuso un campo de tensiones lícito para una viga bajo carga puntual y bajo carga distribuida. El desarrollo posterior de la aplicación de los campos de tensiones al estudio del hormigón estructural se produjo fundamentalmente en la ETHZ (Zürich) de la mano del profesor Thürlimann, continuando su evolución hasta nuestros días con diversos trabajos sobre el tema (Müller 1978, Marti, 1980, Muttoni 1989). Otro centro destacado en el desarrollo de esta técnica ha sido la universidad de

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Copenhague bajo la dirección del profesor Nielsen (Nielsen et al. 1978, Nielsen 1999).

A pesar de sus diferentes orígenes, ambos métodos de análisis son complementarios y el trabajo conjunto con ambos es el que produce mejores resultados de cara a la determinación del mecanismo resistente óptimo de una estructura.

Actualmente, la norma suiza SIA 262 para la construcción en hormigón emplea este método para el dimensionamiento y verificación de elementos de hormigón estructural, presentando un tratamiento unitario en su análisis.

En este artículo se resumen los principios y aplicación del método de los campos de tensiones presentando tanto sus fundamentos (Muttoni et al. 1997, 2006) como su aplicación normativa (SIA 262).

2. BASES TEÓRICAS

2.1. Definiciones

En este artículo se hará referencia tanto a modelos de bielas y tirantes como a modelos de campos de tensiones, la definición de los mismos entendida en este artículo es la siguiente (ver Figura 1):

1. Modelo de bielas y tirantes. Por modelo de bielas y tirantes se entiende una idealización estructural en la cual la estructura real se asimila a una celosía equivalente (o a un modelo de barras hipostático en ciertos casos) de la cual se calculan, dadas unas acciones, los esfuerzos axiles en cada elemento. Dicha celosía debe satisfacer las condiciones de equilibrio y respetar las condiciones de contorno. El cálculo de las fuerzas en los elementos permite dimensionar las armaduras a disponer en los tirantes mientras que la capacidad de las bielas (respetando la condición estática de plasticidad) es comprobada en los nudos.

2. Modelo de campos de tensiones. Por modelo de campo de tensiones se entiende una idealización estructural en la que se trabaja obteniendo (y comprobando) directamente las tensiones en el hormigón y acero provocadas al aplicar sobre un determinado elemento un conjunto de acciones. El campo de tensiones debe satisfacer las condiciones de equilibrio, respetar la condición estática de plasticidad y respetar las condiciones de contorno de la estructura real.

En general, un modelo de bielas y tirantes corresponde a una idealización en la que se analiza el comportamiento estructural trabajando con fuerzas (resultantes) mientras que en un modelo de campos de tensiones se trabaja con tensiones.

Evidentemente, existen fuertes analogías entre ambos métodos aunque también tienen diferencias importantes. Una vez que se plantea un campo de tensiones lícito, puede obtenerse directamente un modelo de bielas y tirantes a partir del mismo mediante la disposición de diferentes barras en la posición de las resultantes de tensiones. En este sentido, el trabajo con campos de tensiones es una buena guía para el posterior establecimiento de un modelo adecuado de bielas y tirantes. La situación contraria (establecer un modelo de campos de tensiones a partir de un modelo de bielas y tirantes), aunque es posible, es algo más compleja de realizar, no existiendo unicidad en la solución.

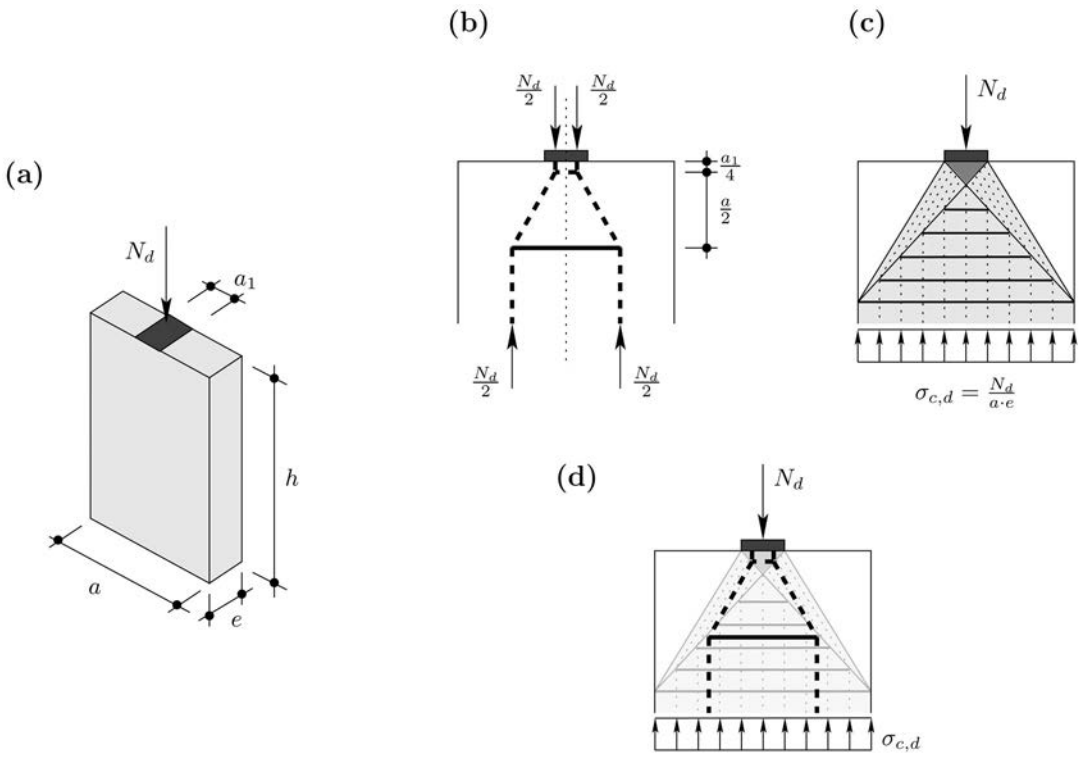


Figura 1. Concepto de modelos de campos de tensiones y bielas y tirantes:
(a) problema físico (difusión de una carga concentrada); (b) modelo de bielas y tirantes;
(c) modelo de campos de tensiones y (d) modelo de bielas y tirantes como resultante de los elementos del campo de tensiones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

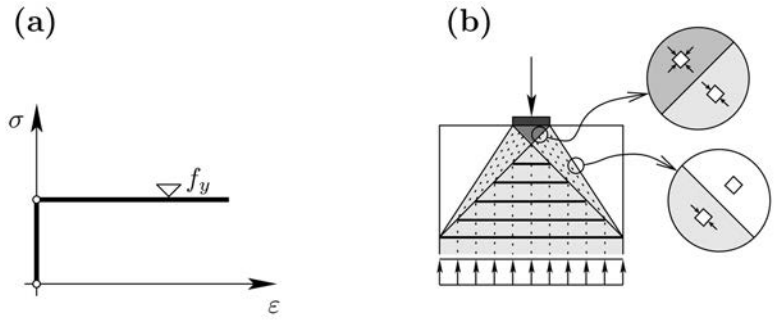


Figura 2. Campos de tensiones de línea discontinua: (a) ley de comportamiento uniaxial rígido-plástica y (b) detalles de líneas de discontinuidad y estados tensionales a ambos lados de las mismas para el ejemplo mostrado en la figura 1.

2.2. Teorema del límite inferior de la plasticidad

El método de los campos de tensiones es una aplicación del teorema del límite inferior de la plasticidad. Según el mismo, todo sistema de cargas (Q_S) en equilibrio con un campo de tensiones que satisface la condición estática de plasticidad, es un límite inferior de la carga de rotura (Q_R):

$$Q_S \leq Q_R$$

Por condición estática de plasticidad, dentro del contexto de los campos de tensiones, se entiende que el valor de la tensión en un punto debe ser igual o inferior a la tensión de plastificación del material (tanto para el acero como para el hormigón):

$$\sigma \leq f_y$$

El teorema del límite inferior de la plasticidad conduce a soluciones seguras de diseño siempre y cuando las hipótesis bajo las cuales la teoría de la plasticidad es aplicable sean respetadas (Muttoni 1989).

2.3. Ley constitutiva de materiales y concepto de línea de discontinuidad

La aplicación de la teoría de la plasticidad requiere la definición para cada material de su tensión de plastificación (f_y). Para la construcción de campos de tensiones de una manera sencilla, suele aplicarse además la hipótesis de un comportamiento rígido perfectamente plástico, tal y como se muestra en la figura 2 (a).

Esta última hipótesis, no obstante, no es obligada, pudiendo aceptarse por ejemplo leyes de tipo elasto-plástico. Sin embargo, la aceptación de la condición rígido-plástica permite el desarrollo de los denominados campos de tensiones de "línea discontinua", cuyo planteamiento y resolución son sencillos.

Las líneas de discontinuidad (ver figura 2 (b)) se definen como curvas que delimitan regiones dentro de un cuerpo. A lo largo de las líneas de discontinuidad pueden producirse saltos (discontinuidades) en el valor de las tensiones paralelas a uno y otro lado de la misma, debiendo ser iguales sus tensiones normales así como sus tensiones tangenciales.

Un caso particular de línea de discontinuidad es aquel en el cual las tensiones principales resultan paralelas a la propia línea. En esta situación, la tarea de análisis de un modelo de campos de tensiones resulta muy sencilla, por lo que es el caso de línea de discontinuidad empleado con mayor frecuencia (por ejemplo, el mostrado en la figura 2 (b)).

2.4. Idealización del comportamiento del hormigón y el acero

La idealización del comportamiento real del hormigón y el acero como una ley de tipo rígido-plástico puede ser realizada siempre y cuando se respeten una serie de condiciones.

Para el hormigón, la fragilidad (entendida como la pendiente de su rama de ablandamiento) aumenta conforme lo hace su resistencia, ver figura 3 (a). Para tener en cuenta este fenómeno, cuya influencia no es lineal con el incremento de la resistencia, se propone idealizar el comportamiento del hormigón mediante una resistencia plástica equivalente (f_{cp}, ver figura 3 (b)) que considera este fenómeno. Dicha resistencia plástica puede obtenerse según la fórmula siguiente (Muttoni et al., 1997):

$$f_{cp} = 3.1 \cdot f_{ck}^{2/3} \leq f_{ck}$$

donde f_{ck} se expresa en MPa. Dicha relación propone reducciones en la resistencia plástica equivalente respecto de la resistencia característica a partir de f_{ck}>30 MPa. Este valor es además el propuesto en la norma SIA 262.

La resistencia a tracción del hormigón no se considera debido a su gran fragilidad (lo que impide realizar análisis plásticos con la misma).

Para el acero, la idealización de su comportamiento como rígido-plástico es posible, adoptando como valor de la resistencia plástica el límite elástico del material, ver figuras 3 (c) y (d).

3. ELEMENTOS BÁSICOS DE LOS CAMPOS DE TENSIONES

Para la construcción de campos de tensiones se requiere el empleo de tres elementos básicos: las bielas, los tirantes y los nudos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

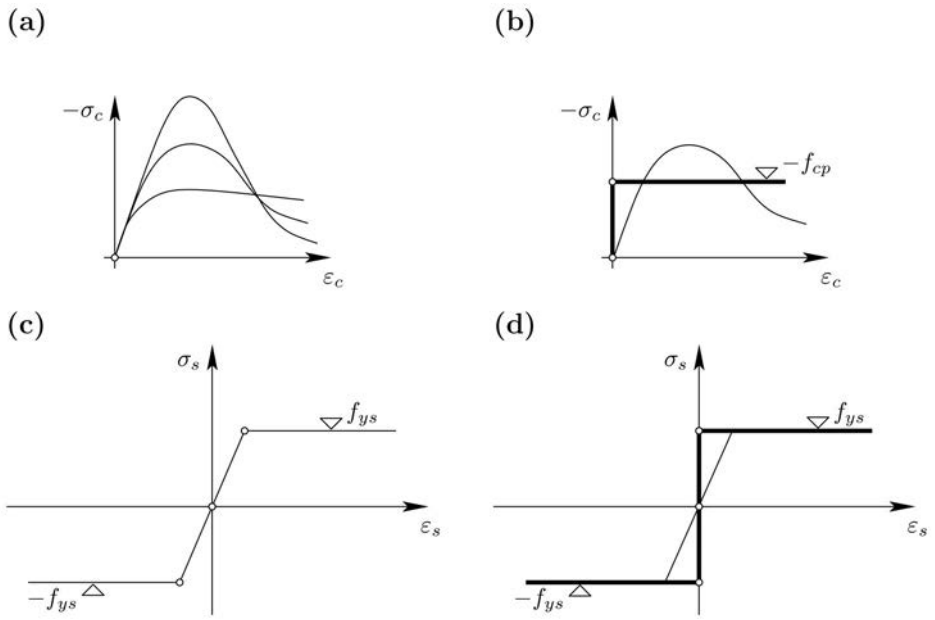


Figura 3. Leyes de comportamiento uniaxial rígido-plásticas para el hormigón y acero: (a) respuesta del hormigón para diferentes valores de su resistencia a compresión; (b) idealización rígido- plástica de la respuesta del hormigón y valor de la resistencia plástica adoptada (f_{cp}); (c) comportamiento elasto-plástico del acero y (d) respuesta rígido-plástica idealizada del acero y resistencia plástica adoptada (f_{ys}).

3.1. Bielas

Las bielas corresponden a los elementos comprimidos uniaxialmente alojados dentro del hormigón pudiendo tener diferentes estados de deformaciones laterales impuestas. Existen dos configuraciones diferentes de bielas: las bielas rectas y las bielas en abanico (ver figura 4).

La verificación de la capacidad de las bielas se realiza mediante el estudio de su tensión principal máxima de compresión. Su capacidad resistente se encuentra fuertemente influenciada por el estado de deformaciones laterales impuestas en el hormigón (Muttoni, 1989). La verificación por lo tanto de la tensión en el hormigón se realiza teniendo en cuenta la resistencia plástica efectiva (ver Figura 5), debiendo satisfacerse la inecuación siguiente:

$$\left|\sigma_{c,\max,d}\right| \leq f_{ce,d}$$

donde:

$$f_{ce,d} = \frac{f_{ce}}{\gamma_c}$$

Es interesante comparar los valores propuestos en la figura 5 con los especificados en EHE (art. 40.3.1 y 40.3.2):

1. En el caso de zonas con estados de compresión uniaxial, EHE propone limitar la resistencia del hormigón a f_{1cd} = 0.85 (f_{ck}/γ_c). En los campos de tensiones, la resistencia adoptada (f_{cp}/γ_c) proporciona valores superiores a los de EHE mientras f_{ck} sea inferior a 50 MPa, siendo posteriormente más conservadora. En general, para hormigones convencionales, los valores adoptados por ambas formulaciones son similares.

2. En zonas de fisuración paralela a las bielas, debe adoptarse según EHE f_{1cd} = 0.70 (f_{ck}/γ_c). Este valor es nuevamente similar al propuesto en los campos de tensiones (0.80 f_{cp}/γ_c)

3. Cuando las bielas transmiten compresiones a través de fisuras con abertura controlada, según EHE debe adoptarse f_{1cd} = 0.60 (f_{ck}/γ_c). En este caso, cuando la resistencia característica sea superior a 30 MPa, la formulación adoptada por los campos de tensiones es claramente más conservadora.

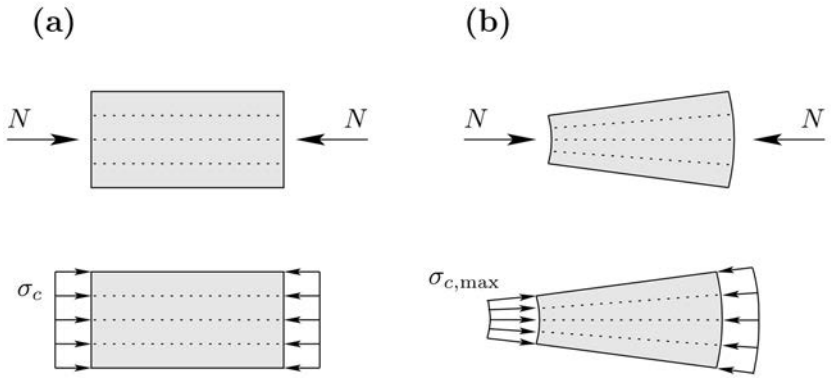


Figura 4. Bielas de hormigón: (a) biela recta y (b) biela en abanico y tensión máxima en el mismo ($\sigma_{c,max}$).

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

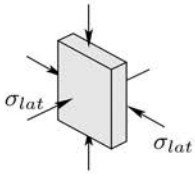
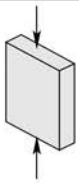
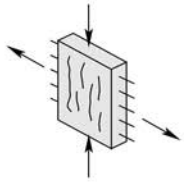
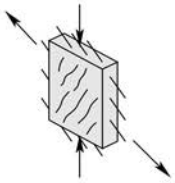
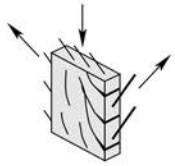
TIPO DE SOLICITACIÓN		f_{ce}	APLICACIONES
Hormigón confinado activa o pasivamente sin fisuración		$f_{cp} + 4 \mid \sigma_{lat} \mid$	• Compresión triaxial • Confinamiento lateral • Introducción de cargas concentradas
Hormigón sin fisuración en compresión uniaxial		f_{cp}	• Compresión simple con armadura de control de fisuración • Columnas, muros, vigas en flexión
Hormigón fisurado con deformación lateral impuesta		$0.8 f_{cp}$	• Muros • Losas • Vigas con deformación lateral
Hormigón fisurado con deformación diagonal impuesta		$0.6 f_{cp}$	• Muros • Losas con torsión importante • Vigas con cortante o torsión
Hormigón fisurado con armadura plastificada en dos direcciones		$0.4 f_{cp}$	• Vigas o muros con armadura longitudinal y cercos plastificados
Hormigón sin control de abertura de fisuras		Teoría de la plasticidad no aplicable	• Elementos con armadura mínima insuficiente • Punzonamiento

Figura 5. Resistencia plástica efectiva del hormigón f_{ce} según el tipo de solicitación.

4. Nuevamente, EHE admite resistencias superiores a los campos de tensiones cuando las bielas se transmiten a través de fisuras de gran abertura, donde según EHE debe emplearse $f_{1cd} = 0.40\ (f_{ck}/\gamma_c)$.

3.2. Tirantes

Los tirantes son los elementos encargados de transmitir la tracción, siendo materializados en la estructura real mediante barras de acero pasivo o bien barras o cables de acero activo (pretensado). El anclaje de los tirantes puede realizarse mediante placas (bien sean éstas placas metálicas unidas a la pieza, cercos o bien redondos con cabeza regruesada) o por adherencia (pudiendo considerarse en este caso una ley de adherencia rígido-plástica, un estudio riguroso sobre este tema puede consultarse en Marti et al., 1998), ver Figura 6.

En caso de ser un anclaje en hormigón confinado, lo que se produce en ciertos nudos repartidos, puede considerarse una mejora en la tensión de adherencia, lo que conduce reducciones en la longitud de anclaje en el entorno del 30% para casos donde $\sigma_{lat} = f_c$ y la zona se encuentre correctamente confinada mediante la disposición de una armadura constructiva mínima. Dicha armadura mínima debe garantizar que no se produzca una rotura frágil tras la fisuración de la pieza y que la fisuración se distribuya de manera uniforme sobre el elemento.

Debe verificarse para los diferentes tirantes de un modelo:

1. Que la tensión a la que trabaja el acero sea igual o inferior a su resistencia plástica:

$$\sigma_{s,d} \leq f_{yd} = \frac{f_{ys,k}}{\gamma_s}$$

2. Que la barra tenga capacidad de anclaje suficiente.

3.3. Nudos

Los nudos, donde se produce la confluencia de las diferentes bielas y tirantes, son el tercer elemento que debe ser estu-

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

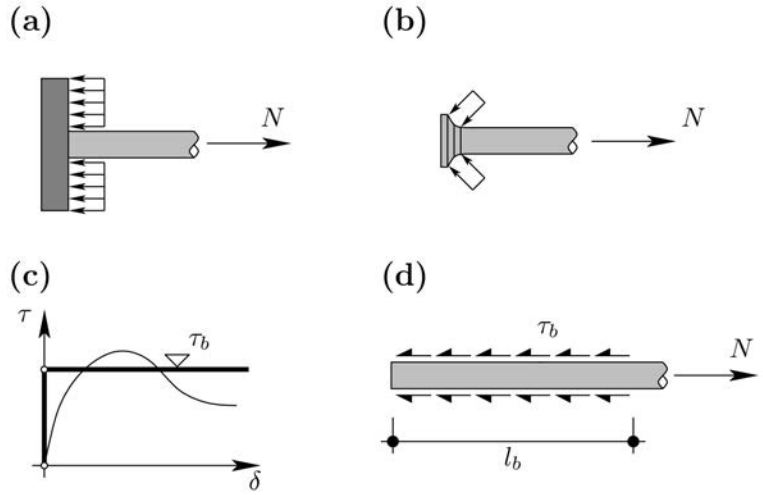


Figura 6. Anclajes de tirantes: (a) anclaje concentrado; (b) anclaje de cabeza regruesada; (c) ley de adherencia rígido-plástica y (d) anclaje por adherencia.

diado en un modelo de campos de tensiones. Los diferentes nudos se encuentran agrupados en cuatro categorías topológicas posibles (ver Figura 7).

3.3 1. Nudos CCC

Los nudos CCC son aquellos que únicamente reciben compresiones.

Los nudos de este tipo más sencillos son los hidrostáticos (llamados pseudo-hidrostáticos en el caso de tensión plana) es decir, los nudos cuyas bielas confluyentes se encuentran todas a la misma tensión. Estos nudos presentan la particularidad de que todas las bielas son perpendiculares al nudo (no existen tensiones de corte en los bordes del mismo) lo que permite su obtención gráfica de manera sencilla.

No se necesita verificar estos nudos ya que el estado tensional en su interior se encuentra representado por un círculo de Mohr colapsado en el que todas las direcciones son principales y con tensión igual a la de las bielas que en él confluyen (cuya resistencia se encontraba previamente verificada).

En caso de nudos CCC no hidrostáticos, deben obtenerse las tensiones principales en el mismo y verificar que sean inferiores o iguales a la resistencia plástica del hormigón.

3.2 2 Nudos CCT

En los nudos CCT, hay un tirante que confluye entre al menos dos bielas. Este tipo de nudos puede admitir configuraciones concentradas (con el anclaje de la barra realizándose fuera del nudo) o repartidas (realizándose el anclaje de la barra a lo largo del propio nudo) según se muestra en la Figura 7, donde el caso concentrado puede ser tratado como el nudo CCC visto anteriormente. En ambas, debe verificarse que la longitud de anclaje del tirante sea suficiente y que el ángulo formado por el tirante y cada una de las bielas no sea inferior a 45° si no se ha dispuesto una armadura constructiva mínima o a 25° si se ha dispuesto una armadura de este tipo para controlar la repartición y abertura de fisuras. Valores inferiores a estos ángulos disminuyen seriamente la compatibilidad del nudo, pudiéndose originar fisuras con gran abertura lo que reduciría la resistencia de la biela comprimida por debajo de los límites anteriormente establecidos de f_{ce} (Muttoni et al., 1997, 2006).

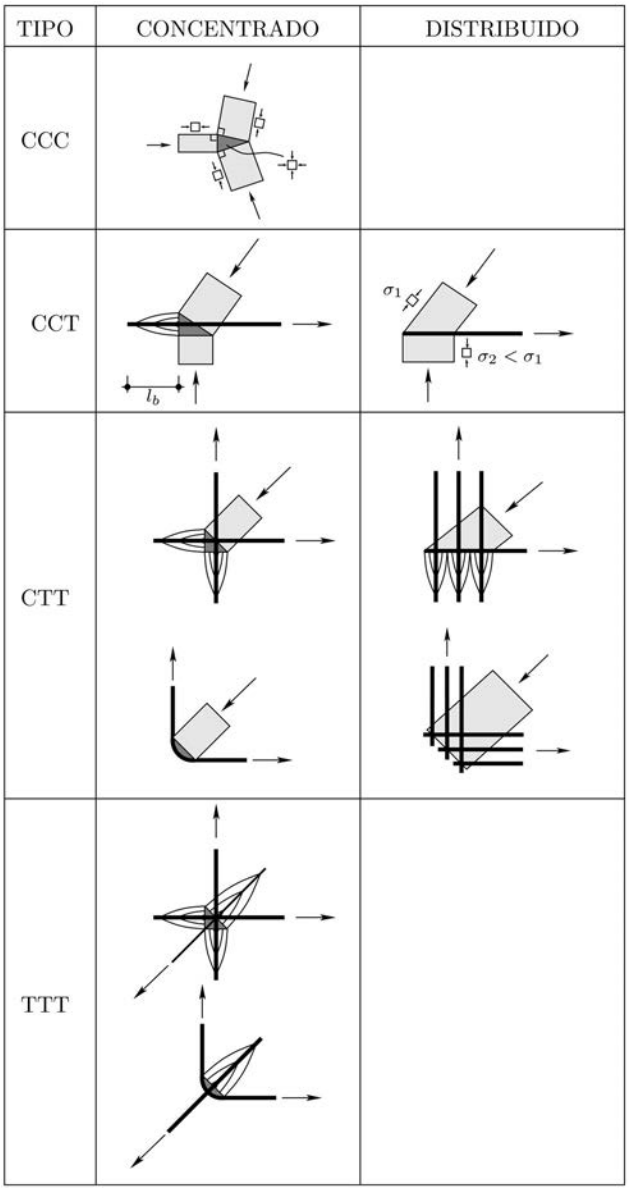


Figura 7. Tipos de nudos concentrados y distribuidos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

3.3 *Nudos CTT*

Los nudos CTT se caracterizan por tener una única biela que confluye en un nudo con una serie de tirantes. Estos nudos, que nuevamente pueden ser concentrados o distribuidos, deben ser estudiados con cuidado ya que en principio pueden desarrollar fisuras de gran abertura que reducen considerablemente la resistencia de la biela (por lo que debe disponerse siempre una armadura constructiva mínima para el control de la fisuración en la zona nodal). El ángulo formado entre la biela y los diferentes tirantes debe respetar el criterio anteriormente expuesto para los nudos CCT.

Una variante que mejora el comportamiento del nudo consiste en doblar las armaduras (y confinar la zona adecuadamente con cercos) de forma que la biela se apoye sobre una única barra. Con esta disposición la resistencia del hormigón se mejora notablemente pudiendo alcanzar f_{cp}. Deben en este caso respetarse las recomendaciones presentadas en las diferentes normas sobre el radio de doblado de las barras y su separación.

3.4 *Nudos TTT*

El último caso posible de nudos son aquellos constituidos exclusivamente por tirantes. Debe prestarse una especial atención en este caso a la zona de anclaje de las barras, la cual se recomienda confinar mediante cercos debido al estado tensional del mismo. Una variante que permite mejorar el comportamiento del nudo consiste en utilizar una barra doblada, aunque en cualquier caso el confinamiento por cercos sigue siendo necesario.

4. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE LOS CAMPOS DE TENSIONES

La aplicación del método de los campos de tensiones puede realizarse de manera general según dos procedimientos diferentes:

- Realización de un dibujo exacto del campo de tensiones, respetando los anchos de los diferentes elementos y verificando si hay espacio suficiente para los mismos. Este procedimiento es especialmente recomendable cuando se tienen nudos hidrostáticos.
- Realización de un dibujo preciso pero cualitativo del campo de tensiones, resolviéndose el mismo mediante la realización de cortes y análisis de subsistemas. Este método es recomendable cuando los nudos no son hidrostáticos.

Una colección completa de ejemplos prácticos sobre la aplicación del método mediante los dos procedimientos anteriores puede consultarse en (Muttoni et al. 2006).

4.1. Ejemplo de aplicación

A continuación se presenta un ejemplo de verificación de una pieza mediante el método de los campos de tensiones empleando para ello los dos procedimientos anteriormente descritos.

La pieza representa un elemento que podría corresponder a una viga de transmisión de carga en un cinturón de rigidez (que conecta el núcleo con los soportes de fachada en un edificio con una altura importante). La geometría del elemento se presenta en la Figura 8. La pieza se supone ejecutada en hormigón HP-70 (f_{cp}=52 MPa) y armada longitudinal y transversalmente con cercos dobles ϕ25 cada 125 mm teniendo además un pretensado compuesto por 10 barras ϕ50 (F_{uk}=2.0 MN; F_{yk}=1.6 MN; F_{p0}=1.4 MN por barra).

Del análisis de cargas de la estructura se obtienen dos casos determinantes, correspondiendo a una fuerza vertical aplicada en el voladizo de la pieza de V_d = ±13 MN.

Primeramente se calcula el caso de carga de 13 MN hacia abajo. Se comienza trabajando con una solución de apoyo directo (ver Figura 9) con bielas a una tensión de f_{cd} (= f_{cp}/γ_c = 35 MPa) al encontrarse el hormigón en una situación de compresión uniaxial sin tracciones transversales.

En la Figura 9 pueden apreciarse los problemas de anclaje que se tienen para esta solución en el nudo CCT donde se introduce la carga (esquina superior izquierda de la figura). Dichos problemas se encuentran motivados por la gran fuerza (23.2 MN) que debe anclarse a la izquierda del nudo, lo que requeriría un fuerte pretensado de losa y armadura pasiva correctamente anclada (el resto de nudos son de tipo CCC y por lo tanto no presentan problemas particulares).

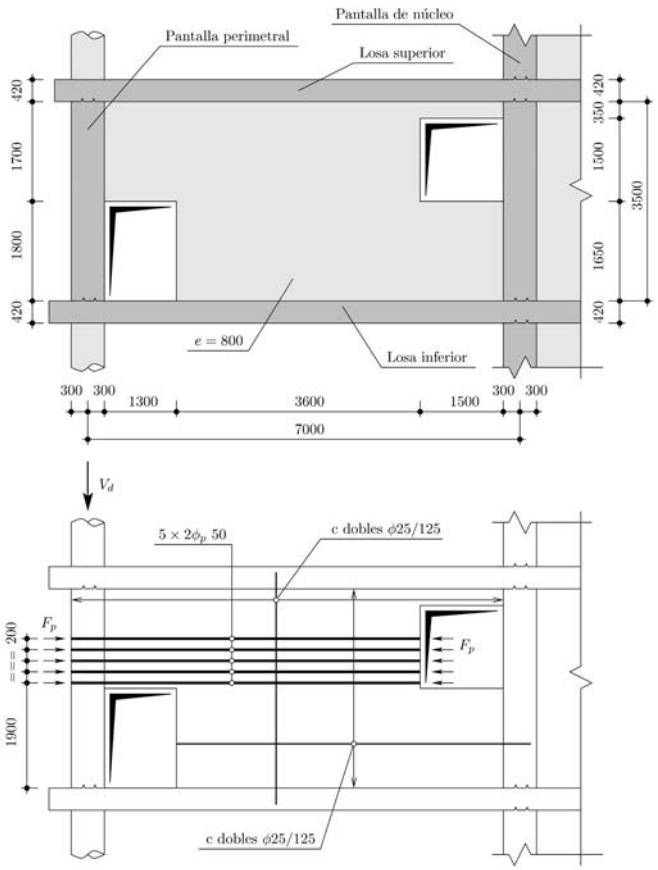


Figura 8. Geometría y esquema de armado y de acciones sobre la viga cargadero (cotas en mm).

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

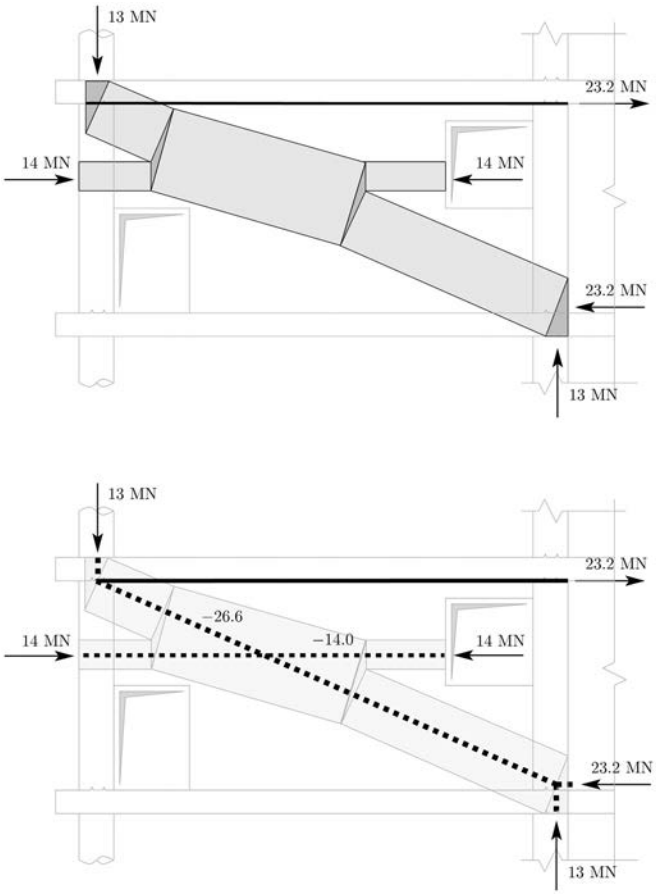


Figura 9. Modelo de campos de tensiones y modelo equivalente de bielas y tirantes para el caso de carga hacia abajo con apoyo directo.

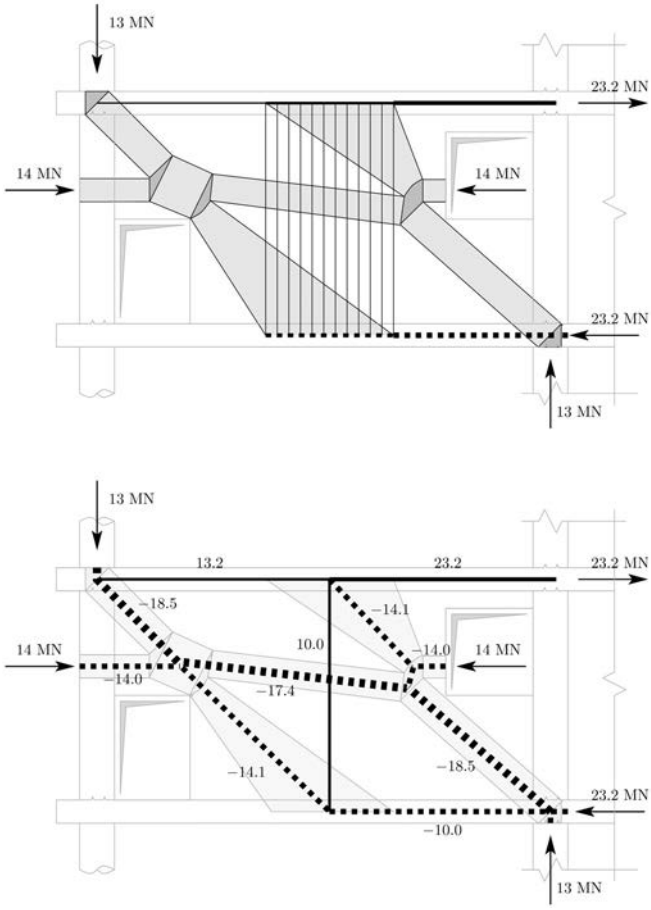


Figura 10. Modelo de apoyo indirecto de campos de tensiones y modelo equivalente de bielas y tirantes para el caso de carga hacia abajo.

Esta solución puede refinarse suponiendo un apoyo indirecto (Figura 10) el cual es mucho más favorable y sencillo para el anclaje de las fuerzas del nudo CCT donde se introduce la carga. En este caso la biela intermedia (correspondiendo a -17.4 MN) debe ser verificada con una tensión de 0.80 f_{cd} al existir una tracción prácticamente perpendicular a la misma (en el esquema esta verificación se omite al existir espacio suficiente sin utilizar alrededor de la biela).

En ambos casos, se muestra también el modelo equivalente de celosía obtenido disponiendo la resultante de las tensiones de los diferentes elementos.

En cuanto al caso de carga hacia arriba, la solución es ligeramente más compleja y recuerda al comportamiento de un apoyo a media madera. Un posible modelo de campos de tensiones se detalla en la Figura 11. En este caso, debido a que los nudos no son hidrostáticos, se obtienen los esfuerzos en los elementos mediante la realización de cortes en la estructura, aislando subsistemas y planteando su equilibrio tal y como se muestra en la figura 12. Con este procedimiento puede calcularse tanto las armaduras necesarias como las tensiones en las bielas de hormigón (debiendo ser inferiores a 0.60 f_{cd} al existir armaduras traccionadas en ángulos próximos a 45° respecto de las bielas).

El modelo de celosía es también complejo (ver Figura 11) y para su elaboración se obtiene una buena guía usando el anterior modelo de campos de tensiones.

Puede observarse que la disposición de armaduras inclinadas sería muy eficaz en este caso de carga. Sin embargo, dichas armaduras serían difíciles de activar en el caso de carga hacia abajo, por lo que un esquema de armado ortogonal parece más razonable.

Es interesante destacar que la implementación mediante el método de los elementos finitos de las hipótesis de los campos de tensiones (Fernández Ruiz y Muttoni, 2006) es una vía prometedora para el análisis de configuraciones complejas (como la presentada en este ejemplo) de manera sistemática.

5. CONCLUSIONES

Este artículo ha presentado un resumen de los fundamentos teóricos así como de la aplicación al dimensionamiento de elementos de hormigón estructural del método de los campos de tensiones. En el mismo se han observado una serie de aspectos:

1. El método de los campos de tensiones, base de la actual norma suiza SIA 262 para el análisis de estructuras de hormigón, es una técnica madura y consolidada en la práctica, que proporciona resultados de diseño del lado de la seguridad.

2. El método permite una comprensión en detalle del comportamiento estructural así como la identificación de posibles

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

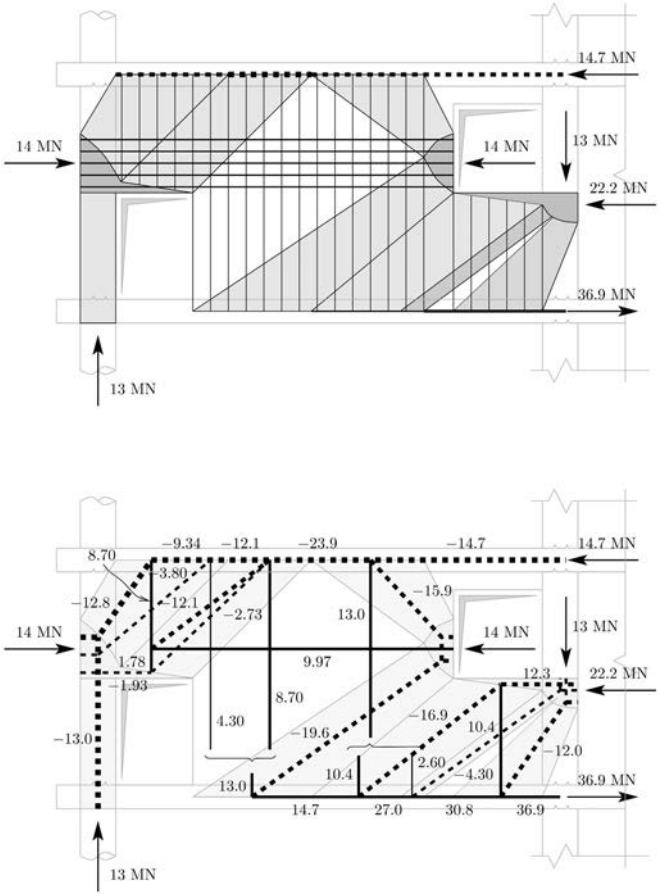


Figura 11. Modelo de campos de tensiones y modelo equivalente de bielas y tirantes para el caso de carga hacia arriba.

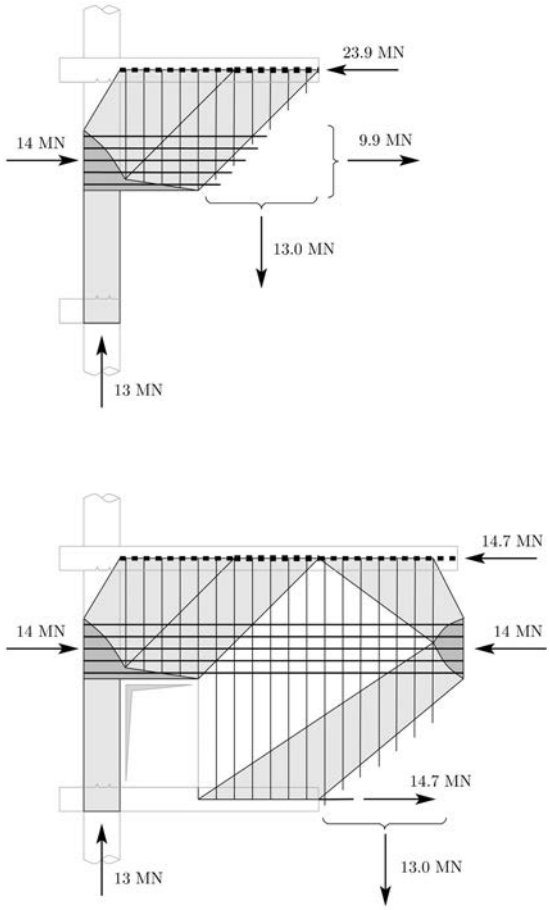


Figura 12. Obtención de fuerzas en tirantes y bielas mediante la aplicación de las ecuaciones de equilibrio en diferentes cortes (resolución seccional).

zonas críticas (tanto de compresiones como de anclaje) dotando al proyectista de una gran libertad en el diseño de una estructura y la elección de sus mecanismos resistentes. Ésto permite ir ajustando mediante diferentes iteraciones el mecanismo resistente óptimo para un caso determinado de carga.

3. El comportamiento frágil del hormigón es introducido en el análisis transformando la resistencia del material en una resistencia plástica equivalente, reduciendo la misma para tener en cuenta el grado de fisuración y disponiendo una armadura mínima para controlar la abertura de las fisuras.

4. La resolución de los campos de tensiones puede realizarse mediante procedimientos diferentes según los nudos sean hidrostáticos o no. En cualquier caso, con una cierta experiencia, su resolución es relativamente rápida, incluso gráfica, pudiendo realizarse sin necesidad de cálculos mecanizados o informáticos (aunque ésta es también una posibilidad).

5. Respecto a los modelos de bielas y tirantes, ambos métodos pueden considerarse como complementarios, trabajando uno en tensiones y otro en fuerzas, siendo por ejemplo los campos de tensiones una buena guía en la obtención de un posible modelo de celosía.

6. El trabajo conjunto con modelos de campos de tensiones y de bielas y tirantes es el que produce mejores resultados de cara a la compresión del funcionamiento resistente de un elemento y a la adopción de posibles soluciones estructurales.

Agradecimientos

Los autores desean expresar su agradecimiento al Dr. Miguel Gómez Navarro (MC-2, Estudio de Ingeniería SL, Madrid) por sus valiosos comentarios y sugerencias durante la redacción de este artículo.

NOTACIÓN

N: Esfuerzo axil

Q_S: Sistema de cargas

Q_R: Sistema de cargas de rotura

f_{c0}: Resistencia de referencia del hormigón a compresión uniaxial

f_{cp}: Resistencia plástica del hormigón a compresión uniaxial

f_{ce}: Resistencia plástica efectiva del hormigón

$f_{ce,d}$: Resistencia plástica efectiva del hormigón de dimensionamiento

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón a compresión uniaxial (medida sobre probeta cilíndrica)

f_{ctk}: Resistencia característica del hormigón en tracción

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

$f_{ct,0.05}$: Fractil 5% de la resistencia característica del hormigón en tracción

f_y: Tensión de plastificación (límite elástico).

f_{ys}: Tensión de plastificación a compresión y tracción del acero

f_{ysk}: Tensión característica de plastificación a compresión y tracción del acero

f_{yd}: Tensión de plastificación de cálculo a compresión y tracción del acero

l_b: Longitud de anclaje

ε: Deformación

ε_c: Deformación del hormigón

ε_s: Deformación del acero

σ: Tensión

σ_c: Tensión en el hormigón

$\sigma_{c,\max}$: Tensión máxima de compresión en el hormigón

σ_{lat}: Tensión de confinamiento

σ_n: Tensión normal a una línea de discontinuidad

σ_s: Tensión en el acero

σ_{sd}: Valor de cálculo de la tensión en el acero

σ_t: Tensión tangencial a una línea de discontinuidad

τ: Tensión tangencial

REFERENCIAS

(1) Drucker, D. C. (1961). "On structural concrete and the theorems of limit analysis", *Mémoires IABSE* , IABSE, Vol. 21, 1961, pp. 49-59.

(2) Fernández Ruiz, M. y Muttoni, A. (2006) "On the developement of suitable stress fields for structural concrete", ACI Structural Journal, aceptado para su publicación, 2006.

(3) Marti, P. (1980). *Zur plastischen Berechnung von Stahlbeton*, IBK, ETH Zürich, 1980, 176 p.

(4) Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W., and Sigrist, V. (1998), "Tension chord model for structural concrete", Structural Engineering International, IABSE, Vol. 8, No. 4, 1998, pp. 287-298

(5) Mörsch, E. (1908). *Der Eisenbetonbauer, seine Theorie und Andwendung*, Verlag von Konrad Wittwer, 3° ed., 1908

(6) Muttoni, A. (1989). *Die Andwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*, IBK, ETH Zürich, 1989, 159 p.

(7) Muttoni, A., Schwartz, J. y Thürlimann, B. (1997). *Design of concrete structures with stress fields*, Birkhaüser / Springer, 1997, 145 p.

(8) Muttoni, A., Schwartz, J. y Thürlimann, B. (2006). *Dimensionamiento y concepción de estructuras en hormigón armado mediante campos de tensiones*, IS-BETON, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2006 (Este documento puede descargarse desde la dirección web: http://is-beton/Publications/2006/Muttoni06b.pdf), 2006, 101 p.

(9) Müller, P. (1978). *Plastische Berechnung von Stahlbetonscheiben und –balken*, IBK, ETH Zürich, 1978, 160 p.

(10) Nielsen, M. P., Braestrup, M. W., Jensen, B. C. y Bach, F. (1978). *Concrete plasticity, beam shear –shear in joints– punching shear*, Danish Society for Structural Science and Engineering, Special Publication, 1978

(11) Nielsen, M. P. (1999). *Limit analysis and concrete plasticity*, CRC Press, 2° ed., 1999, 908 p.

(12) Ritter, W. (1899). "Die Bauweise Hennebique", *Scweizerische Bauzeitung*, XXXIII, N° 7, 1899, pp. 41-61.

(13) Schlaich, J., Weischede, D. (1982). *Ein praktisches Verfahren zum methodischen Bemessen und Konstruieren im Stahlbetonbau*, Bulletin d'Information n° 150, CEB, 1982, 163 pp.

(14) Schlaich, J., Schäfer, K. y Jennewein, M. (1987). "Toward a consistent design of structural concrete", *PCI Journal*, Mayo-Junio, 1987, pp. 75-150.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Consideraciones respecto al cálculo según el CTE de muros de fábrica sometidos a cargas laterales*

Remarks about calculation of masonry walls subjected to lateral loads according CTE

Javier Estévez Cimadevila
Dr. Arquitecto .Catedrático de Universidad

Emilio Martín Gutiérrez
Dr. Arquitecto. Profesor titular de Universidad

Dolores Otero Chans
Arquitecta. Universidad de A Coruña

Departamento de Tecnología de la Construcción
Universidad de A Coruña

RESUMEN

En el artículo se aborda el planteamiento propuesto por el Código Técnico de la Edificación respecto al análisis de solicitaciones en muros de fábrica sometidos a cargas laterales, incidiendo en problemas de nomenclatura y formulación que pueden repercutir en errores significativos de dimensionado.

SUMMARY

The approach suggested by CTE (Technical Code of Building) for the stress analysis of masonry walls subjected to lateral loads is discussed in this report. It stress nomenclature and formulation problems that could have an effect on significant measurement errors.

1. INTRODUCCIÓN

El Código Técnico de la Edificación (CTE) aborda los aspectos relativos a las estructuras de fábrica en el Documento Básico DB SE-F *Seguridad Estructural: Fábrica* [1].

En términos generales puede afirmarse que dicho DB recoge los procedimientos de cálculo correspondientes al Eurocódigo 6. En lo que compete a este artículo, el CTE trata las acciones laterales en su artículo 5.4 "*Muros con acciones laterales locales*" y en el anejo G "*Coeficientes de flexión*". Tanto dicho artículo como el anejo se corresponden, respectivamente, con el artículo 4.6 "*Muros de fábrica con acciones laterales*" de la parte 1-1 del EC6 [3] y con la parte 1.3 del citado Eurocódigo, en el que se abordan de forma específica las "*Reglas detalladas para acciones laterales*" [4].

Ambas normativas plantean dos posibles métodos para el cálculo de muros sometidos a acciones laterales: asumiendo un comportamiento del muro como arco estribado en dos bordes o como placa trabajando a flexión.

En relación con ambos procedimientos, los autores recogieron en un amplio artículo [2] un análisis pormenorizado de la problemática del cálculo de muros sometidos a cargas laterales, en el que se proponía un método alternativo para la determinación de los momentos flectores solicitantes.

Con posterioridad al artículo señalado se ha publicado el CTE donde, en lo relativo a esta cuestión de determinación de los momentos flectores de cálculo, desliza, desafortunadamente, ciertas ambigüedades en la terminología y notación empleada, así como un error en la formulación de las solicitaciones, todo lo cual puede dar lugar a una incorrecta valoración de la magnitud de los esfuerzos considerados en el dimensionado. Dichas cuestiones son las que se pretenden clarificar con este artículo.

* De acuerdo con la norma habitual de la revista, el hecho de que el Comité de Redacción de Hormigón y Acero acepte un artículo para su difusión en esta sección de Opinión y Debate, no implica necesariamente conformidad con las opiniones expresadas en el mismo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

2. DETERMINACIÓN DE LAS SOLICITACIONES DE FLEXIÓN

Con relación al análisis de solicitaciones en flexión, el CTE admite (5.4.2, apartado 2) la aplicación del método de las líneas de rotura de K. W. Johansen [5]. En el mismo, se asume para el material la hipótesis de un comportamiento rígido-plástico perfecto, de forma que en el estado de agotamiento de la placa, las deformaciones elásticas pueden despreciarse frente a las plásticas. Así, en situación límite, la pieza queda fraccionada en trozos planos mediante líneas de rotura rectas, y el conjunto se convierte en un mecanismo donde cada porción rota en torno a un eje dependiente de las condiciones de apoyo, forma y carga. De acuerdo con el teorema del límite inferior, la configuración correcta, de entre todas las posibles, será la compatible y en equilibrio con la carga de rotura menor. En consecuencia, y para una placa rectangular, es posible formular el momento que agota simultáneamente todas las secciones en rotura mediante el producto de un coeficiente por el valor de cálculo de la acción distribuida y el cuadrado de una de las dimensiones:

$$M_d = \alpha \cdot q_d \cdot L^2 \qquad \text{(ec. 1)}$$

No obstante, en el caso de los paramentos de fábrica debe considerarse la diferente resistencia a flexión que ostentan en las direcciones horizontal y vertical, derivadas de la configuración de llagas y tendeles y de la posible concomitancia de compresiones debidas fundamentalmente a la acción gravitatoria. En consecuencia, y para contemplar este comportamiento ortotrópico, se puede recurrir al análisis de solicitaciones mediante el denominado método de la afinidad. Dicho procedimiento analiza una placa transformada, en la que se ha manipulado una de las dimensiones del alzado (por ejemplo la altura h), pero que en concordancia con dicha alteración respondería a un carácter isótropo. Esta modificación se considera mediante un coeficiente de rateo μ dado por:

$$\mu = \frac{f_{xk1}}{f_{xk2}} \qquad \text{(ec. 2)}$$

donde f_{xk1} representa la resistencia característica a flexión vertical (cuando el plano de rotura es paralelo a los tendeles) y f_{xk2} la relativa a flexión horizontal (fisuración sensiblemente vertical, ya sea afectando a llagas y bloques o bien según un trazado quebrado que atiende a llagas y parte de los tendeles).

El artículo 4.6.4 del CTE define correctamente ambos modos de flexión aportando, para evitar cualquier duda interpretativa, la figura explicativa 4.1 (ver Figura 1). Idéntico criterio y nomenclatura emplea el EC6 en su artículo 3.6.4 y en la Figura 3.1.

De acuerdo con el anterior planteamiento, los momentos flectores en las direcciones principales de la placa se expresan en base a una misma dimensión, pero el relativo a la orientación transformada debe verse afectado por el coeficiente de rateo μ antes definido; y es precisamente en estas cuestiones donde el CTE presenta una notable confusión tanto en la notación empleada como en la formulación de las solicitaciones.

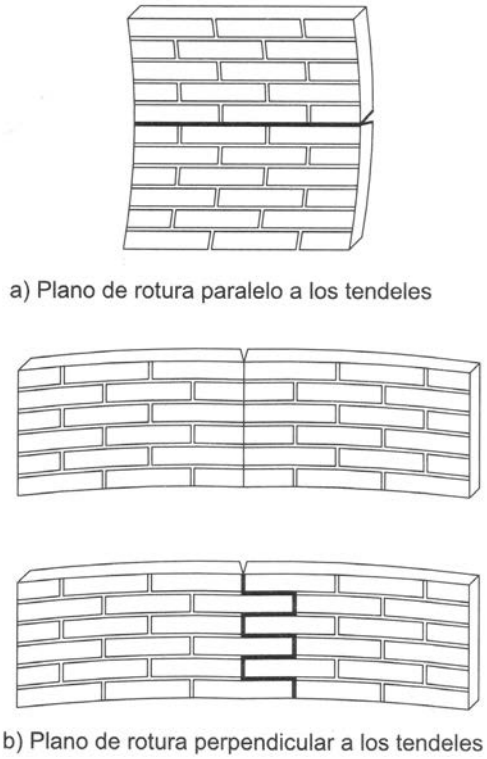


Figura 1. Modos de flexión según CTE (artículo 4.6.4).

En efecto, la redacción del artículo 5.4.2 resulta contradictoria con respecto a la nomenclatura previa, al definir M_{Rd1} como la capacidad resistente en dirección paralela a los tendeles (lo cual supondría flexión en torno a un eje vertical), en contraposición a la forma de trabajo descrita a tenor de la resistencia característica f_{xk1}. Idénticas consideraciones pueden efectuarse con relación al valor en la dirección opuesta (M_{Rd2}).

Evidentemente, el empleo de los subíndices 1 y 2 debería estar relacionado con los empleados en la definición de la resistencias características a flexión (f_{xk1} y f_{xk2}), por lo que M_{Rd1} debería referirse a la capacidad resistente en dirección perpendicular a los tendeles, o flexión vertical que genera un plano de rotura horizontal paralelo a los tendeles. Lógicamente, M_{Rd2} representaría la capacidad resistente en dirección paralela a los tendeles, o flexión horizontal con plano de rotura vertical perpendicular a los tendeles. Dicho criterio sí se aplica correctamente, en cambio, en el punto 3 del artículo 5.4.3, cuando se refiere a M_{Rd1} como el momento resistente correspondiente a una viga vertical. Por tanto, la definición de los términos empleada en el CTE no es coherente en todo su articulado, lo que puede dar lugar a un error de interpretación con consecuencias en la cuantificación de la capacidad resistente de la fábrica.

Dicha confusión se traslada también a la determinación de los valores de los momentos máximos en un paño rectangular sometido a carga uniforme. El CTE aporta las siguientes fórmulas:

$$M_{Sdx1} = \alpha \cdot q_d \cdot h^2 \qquad \text{(ec. 3)}$$

$$M_{Sdx2} = \mu \cdot \alpha \cdot q_d \cdot L^2 \qquad \text{(ec. 4)}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

donde α representa el coeficiente de flexión que puede obtenerse en las tablas del Anejo G del CTE (Figura 2).

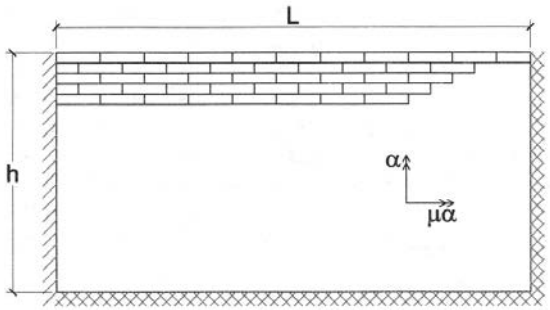


Figura 2. Parámetros en la determinación de coeficientes de flexión.

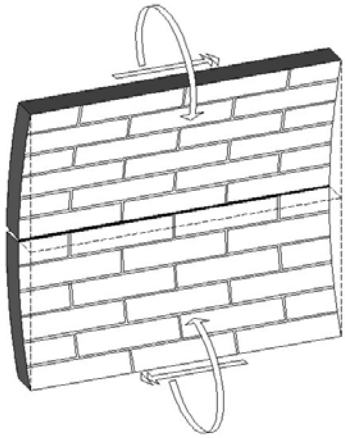


Figura 3. Momento en dirección de los tendeles (plano de rotura perpendicular a los tendeles)

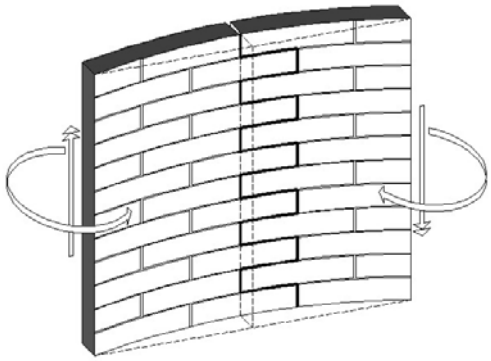


Figura 4. Momento en dirección perpendicular a los tendeles (plano de rotura paralelo a los tendeles).

De nuevo nos encontramos con una duda interpretativa respecto al verdadero significado de los subíndices. Es obvio que, para mantener la coherencia de notación precisa, M_{Sdx1} debería referirse al momento de flexión vertical con plano de rotura horizontal paralelo a los tendeles y, análogamente, M_{Sdx2} representaría el momento de flexión horizontal con plano de rotura vertical. Rectificando en consecuencia la asignación de subíndices:

$$M_{Sdx1} = \mu \cdot \alpha \cdot q_d \cdot L^2 \qquad \text{(ec. 5)}$$

$$M_{Sdx2} = \alpha \cdot q_d \cdot h^2 \qquad \text{(ec. 6)}$$

Pero en todo caso, además de lo anterior, las expresiones son claramente incorrectas y ello porque la luz empleada para el cálculo de los momentos tendría que ser, en ambos casos, la misma (L). Ello es así puesto que si se aplica el método de las líneas de rotura de Johansen, el momento flector tiene que ser constante a lo largo de las líneas de rotura en las que se alcanza la plastificación, en el supuesto de que la capacidad resistente sea igual en ambas direcciones (isotropía). Si la placa es ortótropa, tal y como se ha definido anteriormente, los momentos en ambas direcciones tienen que guardar la relación μ ya definida (método de la afinidad para placas ortótropas).

En conclusión y a los efectos de clarificar el articulado, los momentos máximos solicitantes en el caso de paños rectangulares sometidos a carga uniforme deberían determinarse aplicando las ecuaciones 7 (Figura 3) y 8 (Figura 4):

$$M_{Sdx1} = \mu \cdot \alpha \cdot q_d \cdot L^2 \qquad \text{(ec.7)}$$

$$M_{Sdx2} = \alpha \cdot q_d \cdot L^2 \qquad \text{(ec.8)}$$

La aplicación entonces de las expresiones del CTE, tal y como allí se recogen, conducen a un significativo error que, en los casos habituales con relaciones de lados h/L inferiores a la unidad, puede llevar a un dimensionado inseguro con una sustancial infravaloración de los momentos actuantes. A efectos de evidenciar tales discrepancias, cabe representar la incidencia que en las expresiones 6 y 8 tiene la esbeltez del paño de fábrica (λ), entendida ésta como el cociente entre sus dimensiones h y L. Para ello se determina un nuevo factor **Φ** que, multiplicado por la acción distribuida (q_d) y el cuadrado de la dimensión horizontal de la fábrica (L), conduciría al momento originado en dirección perpendicular a los tendeles.

Desarrollando la expresión 6:

$$M_{Sdx2} = \alpha \cdot q_d \cdot \frac{h^2}{L^2} \cdot L^2 = \alpha \cdot q_d \cdot \lambda^2 \cdot L^2 = \left(\alpha \cdot \lambda^2\right) \cdot \left(q_d \cdot L^2\right)$$

$$\Phi_{CTE} = \alpha \cdot \lambda^2 \quad \rightarrow \quad M_{Sdx2} = \Phi_{CTE} \cdot q_d \cdot L^2$$

Operando igualmente sobre la número 8:

$$M_{Sdx2} = \alpha \cdot q_d \cdot L^2 = \alpha \cdot \left(q_d \cdot L^2\right)$$

$$\Phi_{PLAST} = \alpha \quad \rightarrow \quad M_{Sdx2} = \Phi_{PLAST} \cdot q_d \cdot L^2$$

Los resultados se muestran en la Figura 5, para coeficientes μ comprendidos entre 0,1 y 1,0. Asimismo, la Figura 6 demuestra que para valores de esbeltez inferiores a la unidad (situación muy habitual en la práctica edificatoria), el

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

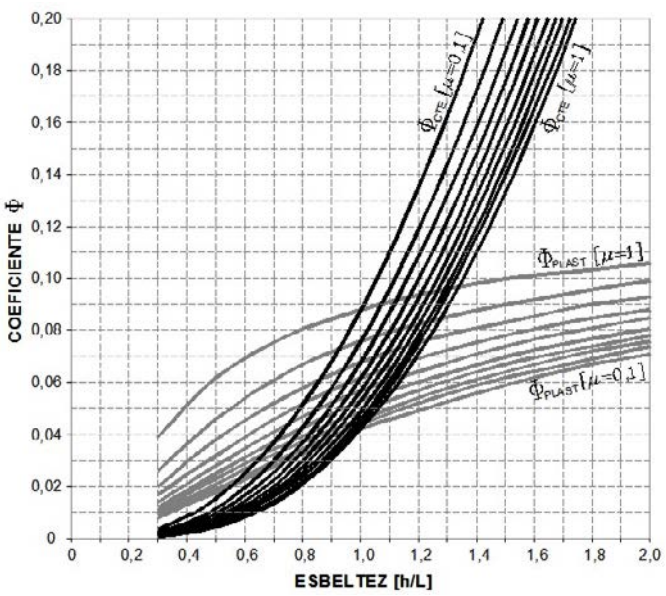


Figura 5. Curvas correspondientes a los coeficientes para el cálculo del momento horizontal (plano de rotura perpendicular a los tendeles). En negro las correspondientes al CTE y en gris las correspondientes a la correcta aplicación del método plástico.

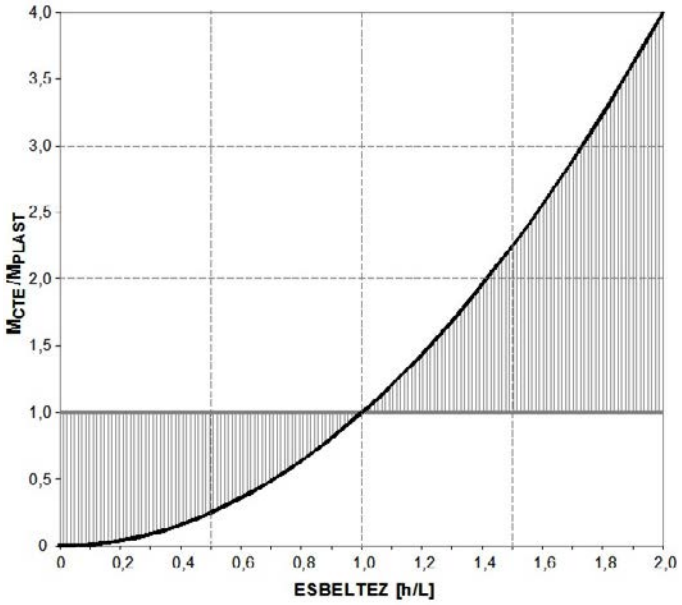


Figura 6. Relación entre el momento correspondiente a la formulación propuesta por el CTE y el obtenido de acuerdo con el cálculo plástico por el método de las líneas de rotura.

momento obtenido conforme a la formulación del CTE se situaría claramente del lado de la inseguridad.

Con independencia de lo anterior, cabe recordar que se permite la utilización de cualquier otro procedimiento de análisis elástico de esfuerzos, como alternativa al método plástico perfilado. En este sentido, puede ser de utilidad el empleo de las expresiones simplificadas propuestas por los autores [2].

3. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE

El artículo 5.4.3 del CTE establece los procedimientos para la comprobación de la capacidad resistente aplicando el método de los estados límites. De acuerdo con ello, se tiene que verificar que el momento de cálculo aplicado M_{Sd} es menor o igual que el momento resistente M_{Rd}.

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \qquad \text{(ec.9)}$$

En relación con la determinación de los momentos de cálculo, el apartado anterior ha puesto de manifiesto las incoherencias de notación y los errores en las expresiones. Centrándonos ahora en lo que compete al momento resistente, el articulado del CTE establece dos procedimientos para su obtención: como pieza en flexión, en la que distingue la existencia o no de compresiones, y con el modelo de respuesta como arco estribado entre dos bordes.

Utilizando en primer lugar el criterio de flexión, en el caso de que no existan compresiones en la fábrica, el CTE recoge la conocida expresión:

$$M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z \qquad \text{(ec.10)}$$

siendo f_{xd} el valor de cálculo de la resistencia a flexión de la fábrica, obtenida según Tabla 1 (designada como 4.6 en el DB), y Z el módulo resistente elástico a flexión de la sección bruta.

El problema se plantea con la determinación del valor de f_{xd} a partir de los valores característicos contenidos en la Tabla 1 (designada como 4.6 en el DB). Dicha tabla es una novedad respecto a los contenidos del Eurocódigo, pues esta normativa en su artículo 3.6.4 no aporta ningún valor resistente, y únicamente señala que la resistencia característica a flexión de una fábrica se determinará mediante ensayos. Es de agradecer que el CTE haya hecho el esfuerzo de cuantificar la resistencia a flexión, en lugar de remitir su determinación a la realización de ensayos; sin embargo, los valores recogidos en la citada tabla son de tan reducida magnitud que conducen a su total inutilidad como procedimiento de comprobación. Su aplicación a un ejemplo simple es suficientemente clarificadora.

En el caso habitual de morteros ordinarios con una resistencia superior a 5 N/mm^2 como situación más favorable, se observa que, independientemente del tipo de pieza empleado, los valores característicos a flexión que aporta la Tabla 1 son:

$$f_{xk1} = 0{,}10 \text{ N/mm}^2 \quad \text{y} \quad f_{xk2} = 0{,}40 \text{ N/mm}^2$$

Los valores de cálculo se obtienen dividiendo los valores característicos anteriores por el coeficiente parcial de seguridad recogido en la Tabla 2 (designada como 4.8 en el DB).

Considerando el caso más favorable posible, piezas de categoría I en el control de fabricación y categorías de ejecución A o B, se obtienen unos coeficientes parciales de seguridad, respectivamente, de valor 1,70 y 2,20 (pueden consultarse los criterios de clasificación por categorías de fabricación y ejecución en el capítulo 8 del DB).

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Tabla 1. Resistencia a flexión de la fábrica (N/mm²)

Tipo de pieza	Morteros ordinarios			
	$f_m < 5$ N/mm²		$f_m \geq 5$ N/mm²	
	f_{xk1}	f_{xk2}	f_{xk1}	f_{xk2}
Cerámica	0,10	0,20	0,10	0,40
Silíco-calcáreos	0,05	0,20	0,10	0,40
Hormigón ordinario	0,05	0,20	0,10	0,40
Hormigón celular de autoclave	0,05	0,40	0,10	0,40
Piedra artificial	0,05	0,40	0,10	0,40
Piedra natural	0,05	0,40	0,10	0,40

Tabla 2. Coeficientes parciales de seguridad (γ_M)

Situaciones persistentes y transitorias		Categoría de la ejecución		
		A	B	C
Resistencia de la fábrica	Categoría del control de fabricación I	1,7	2,2	2,7
	Categoría del control de fabricación II	2,0	2,5	3,0

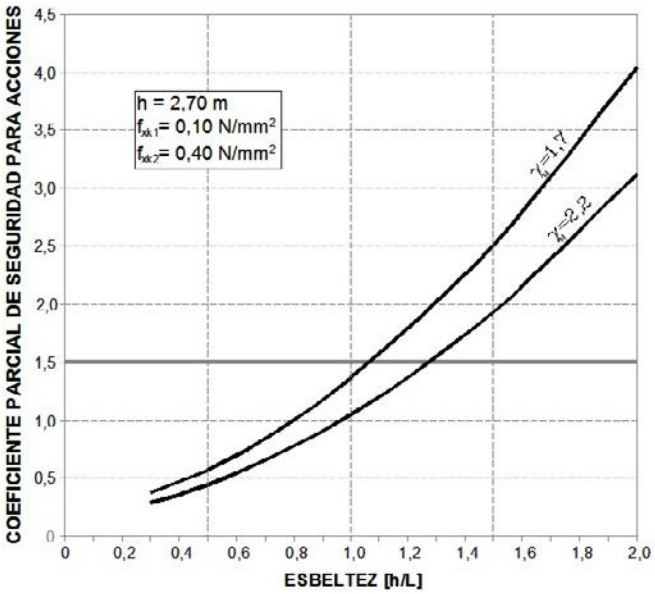


Figura 7. Valoración de la seguridad en el supuesto práctico.

Se ha procedido al análisis de un paño rectangular de fábrica simplemente apoyado en todo su perímetro y sometido exclusivamente a la acción del viento. Dicha acción se ha determinado mediante la aplicación del artículo 3.3.2 del DB SE-AE *Seguridad Estructural. Acciones en la edificación.* De acuerdo con ello se ha considerado una presión estática de valor 0,80 kN/m², válida para edificios urbanos de hasta 8 plantas situados en cualquier punto del territorio español.

En la Figura 7 se ha representado la variación del coeficiente parcial de seguridad para las acciones en el caso de un cerramiento de 12 cm de espesor y una altura libre estándar de 2,70 m. Dicho coeficiente de seguridad se ha obtenido como el cociente entre M_{Rd} y M_{Sd} calculados para diferentes relaciones de lados h/L.

Hay que tener presente que, de acuerdo con el artículo 1.2, el documento básico "*establece condiciones tanto para elementos de fábrica sustentante, la que forma parte de la estructura general del edificio, como para elementos de fábrica sustentada, destinada sólo a soportar las acciones directamente aplicadas sobre ella, y que debe transmitir a la estructura general.*"

Los resultados obtenidos son elocuentes. El coeficiente de seguridad debería ser en todos los casos superior a 1,50, que es el establecido por la tabla 4.1 del DB SE *Seguridad Estructural. Bases de cálculo.* Sin embargo, dicho coeficiente no se alcanza en un importantísimo rango de esbelteces, que se corresponden, además, con los casos habituales en la práctica. Es decir, paños de cerramiento de 2,70 m de altura construidos con fábrica de ladrillo perforado o piezas de piedra de 12 cm de espesor incumplen la comprobación resistente, salvo que haya tabiques transversales de arriostramiento del paño a una distancia inferior a ¡2,10 m!. Es decir, prácticamente todos los cerramientos de edificios urbanos construidos o que se están construyendo, no cumplen la condición de estado límite último bajo acciones laterales, cuando utilizamos como criterio resistente el mecanismo de flexión, lo que es tanto como decir que dicho procedimiento, en los términos actuales, no resulta operativo.

A la vista de lo expuesto está claro que la inconsistencia del método deriva de unas resistencias a flexotracción de muy baja magnitud. Tal y como se ha señalado, el Eurocódigo no cuantifica dicha resistencia, recomendando la realización de ensayos para su obtención. Por su parte, la anterior normativa NBE FL-90 *Muros resistentes de fábrica de ladrillo*, si bien no abordaba en profundidad el problema de la flexión, si admitía un valor resistente de $0{,}1.f_d$, significativamente superior al contemplado en el CTE.

El camino adecuado para soslayar toda la problemática que puede generar en los proyectos y obras la aplicación del criterio de cálculo en flexión, es recurrir a la respuesta del muro como arco estribado entre dos bordes. En tal caso, la capacidad resistente admitida por el CTE en su artículo 5.4.3, coincidente con la contemplada en el artículo 4.2.2 del Eurocódigo, es muy superior a la contemplada para el mecanismo de flexión, y claramente suficiente para satisfacer la condición de dimensionado en estado límite último de los casos habituales. A los efectos de tener un orden de magnitud respecto a la importantísima diferencia que el CTE establece entre ambos mecanismos resistentes, se ha aplicado la consideración de respuesta como arco al cerramiento del ejemplo, considerando una f_d = 6,0 N/mm² (según tabla 4.4 del DB). Pues bien, considerando arcos verticales estribados a los forjados el momento resistente M_{Rd1} es 24,3 veces superior al que obtendríamos con la consideración de la resistencia como pieza a flexión. Por su parte, si consideramos arcos horizontales estribados en muros transversales de arriostramiento, el momento resistente M_{Rd2} es 4,39 veces superior al obtenido en el cálculo a flexión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

A la vista de lo anterior está claro que el único procedimiento al que cabe recurrir es el basado en el comportamiento como arco, desechando como inútil el criterio de flexión del CTE. Ahora bien, esto plantea también otra serie de cuestiones. El propio Eurocódigo recoge en una nota al punto (2) del artículo 4.1.5 que "*con el conocimiento actual, los muros con acciones laterales básicamente se calcularán sólo con arco horizontal,...*". Este criterio no lo recoge el CTE, que permite considerar tanto arcos horizontales como verticales. Sin embargo, sí contempla, en cambio, otra cautela también incluida en el Eurocódigo; se trata de poner de manifiesto que la comprobación como arco no es fiable para fábricas que tengan retracción en su dirección. En resumen, con los sistemas constructivos usuales nos encontraremos, con bastante frecuencia, en situaciones en las que no es aplicable el comportamiento como arco, tales como la presencia de huecos que desconectan el muro del forjado superior, barreras antihumedad, muros sin continuidad en uno de sus extremos, etc. En tales circunstancias, la alternativa para la comprobación resistente es la aplicación del criterio de pieza a flexión que, con las resistencias proporcionadas por el CTE, irremediablemente conduce al incumplimiento de la condición de estado límite último.

4. CONCLUSIONES

Debe procederse a una revisión inmediata de los artículos 4.6.4 y 5.4.2 que subsanen las deficiencias de notación, los errores en la formulación de las solicitaciones de flexión y una reconsideración de los valores de capacidad resistente a flexión de las fábricas. En caso contrario, la aplicación de la normativa en sus actuales términos constituirá una frecuente fuente de conflictos entre los proyectistas y las OCT, respecto a la validez o no de las soluciones ejecutadas con fábrica.

5. REFERENCIAS

[1] *Código Técnico de la Edificación. DB SE-F Seguridad Estructural: Fábrica*

[2] Estévez, Javier – Otero, Dolores. *Cálculo de muros de fábrica sometidos a cargas laterales de viento.* Hormigón y acero nº 240. Segundo trimestre de 2006.

[3] *Eurocódigo 6. Proyecto de estructuras de fábrica. Parte 1-1: Reglas generales para edificios. Reglas detalladas para acciones laterales*. Asociación Española de Normalización y Certificación. Madrid, 2000.

[4] *Eurocódigo 6. Proyecto de estructuras de fábrica. Parte 1-3: Reglas generales para edificios. Reglas detalladas para acciones laterales*. Asociación Española de Normalización y Certificación. Madrid, 2000.

[5] Johansen, K.W. *Yield-line formulae for slabs*. Cement and Concrete Association. London, 1972.

HAC 2008

1er Congreso Español sobre Hormigón Autocompactante

El "1er Congreso Español Sobre Hormigón Autocompactante- HAC 2008", organizado por las Universidades Politécnicas de Cataluña, Madrid y Valencia, tendrá lugar los días 18 y 19 de febrero de 2008 en Valencia, España.

HAC 2008 tiene el objetivo de abordar los recientes avances tecnológicos y científicos en el área del hormigón autocompactante, de cara a extender el conocimiento y promocionar el buen uso del material

Los trabajos a presentar pueden centrarse en los siguientes campos temáticos:

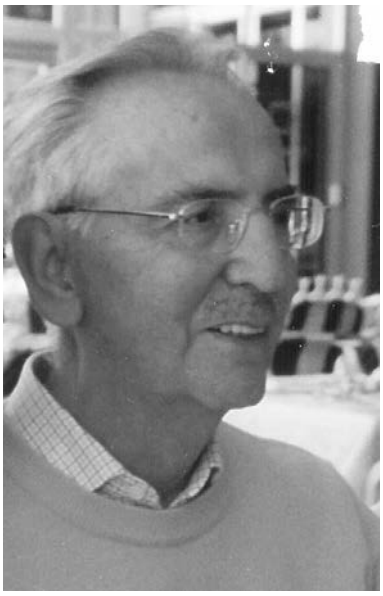
- Materiales y productos componentes
- Diseño de mezclas
- Propiedades y caracterización en estado fresco
- Propiedades mecánicas y caracterización
- Producción, control de calidad y puesta en obra
- Prestaciones estructurales
- Propiedades ingenieriles
- Durabilidad
- Realizaciones
- Normativa
- Aspectos medioambientales
- Hormigón autocompactante arquitectónico
- Hormigones autocompactantes especiales

Los autores deberán enviar el resumen del trabajo en español, inglés o portugués, antes del 15 de abril de 2007, rellenando el formulario disponible en la página web del congreso: www.hac2008.es , donde podrán encontrar toda la información y seguir los aspectos organizativos del Congreso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

IN MEMORIAM

Pedro Jiménez Montoya
Una figura internacional en el campo del hormigón



Pedro Jiménez Montoya

No es fácil expresar el valor de la figura del desaparecido Pedro Jiménez Montoya, debido a su inmenso campo de trabajo y también a su modestia.

Le conocí en 1963, trabajando juntos en una Comisión Técnica Internacional. Yo estaba prácticamente recién acabado de la Escuela de Ingenieros de Caminos y le debo mucho a esa Comisión, donde el número de miembros, procedentes de varios países, era reducido (como debe ser si se busca eficacia), pero donde la mayoría eran figuras muy destacadas. Aprendí allí mucho, pero en particular descubrí a Pedro Jiménez Montoya. Intervenía poco pero cuando lo hacía, sus intervenciones eran profundas y certeras, y con frecuencia introducía planteamientos originales. Tenía una capacidad de trabajo excepcional.

Estaba en esos momentos acabando la redacción de su libro "Hormigón Armado", del que hablaré luego.

En el trato fui apreciando algunas cualidades que Pedro tenía en grado sumo.

Una era su modestia. En los muchos años de tratarlo jamás le he visto un asomo de vanidad. Nunca criticaba a nadie y si alguien criticaba delante de él, se inhibía de la conversación. Esto era particularmente notable en un hombre rodeado de una fama enorme que le llevó a transformarse en una figura internacional de gran prestigio.

Otra era su particular sentido del humor, entrelazado con su timidez. Recuerdo que en una ocasión, estando él como Profesor en la Escuela Politécnica Superior del Ejército, padeció un catarro y me contaba que ante la duración del mismo, un día fue al Médico de la misma Escuela Politécnica, que le indicó que se quitará la guerrera y la camisa y lo auscultó detenidamente. Después de ello, le dio una palmada en el hombro, y el diagnóstico. "Mi Teniente Coronel, no tiene importancia; la bronquitis clásica del fumador". Pedro me contaba que él no había fumado nunca pero por no poner en ridículo al Médico, se despidió y se marchó sin ningún comentario.

Otra cualidad que permanece en mi recuerdo es su bondad, que conservó a través de toda su vida. Bondad en todo y con todos, sin que ello obstaculizara un sentido nítido de sus deberes, que exponía, cuando era necesario, con sosiego pero con contundencia.

Tuvo, como es lógico, una gran influencia en la Normalización de su época, tanto en el ámbito nacional a través de la Comisión Permanente del Hormigón, como en el ámbito internacional, a través del Comité Europeo del Hormigón.

Como antes he dicho, cuando le conocí estaba terminando la primera edición de su libro "Hormigón Armado", que salió a la luz en 1964. Era un auténtico Tratado de Hormigón Armado, en el que volcó muchos de sus conocimientos y también de sus contribuciones originales. Fue, sin duda, el libro que hizo olvidar a la mayoría de técnicos españoles el "Método de las tensiones admisibles" y pasar a los "Métodos en rotura". Este libro fue la pieza más importante en la divulgación del "Momento Tope" de Eduardo Torroja.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

El libro contenía, aparte de una exposición ordenada y rigurosa, muchas aportaciones del autor, entre las que cabe destacar el método para reducir la flexocompresión esviada a la flexocompresión recta, un método simplificado para el cálculo de pilares circulares y muchas aportaciones sobre el problema de punzonamiento.

El libro tuvo un éxito inmediato y las ediciones se sucedieron ininterrumpidamente. A partir de la séptima Edición (hoy el libro va por la decimocuarta), incorporó a dos colaboradores de excepción: Álvaro García Meseguer y Francisco Morán, y fruto de esa colaboración han sido las siete ediciones que siguieron.

Para quien no haya viajado por Hispanoamérica, le es difícil valorar la influencia y el prestigio, que en todo lugar, desde Méjico a Patagonia, han conseguido Jiménez Montoya, García Meseguer y Morán y cómo su libro ha influido en la formación y la práctica profesional de muchas generaciones de técnicos hispanoamericanos.

Lo anterior quizá ayude a situar la figura que hemos perdido, en su valor real, en un mundo como el actual donde suenan más ecos que voces. Pocos han hecho más con menos.

José Calavera Ruiz

Gracias, Pedro

Cuatro horas antes de que acabase el año viejo se nos ha ido Pedro Jiménez Montoya, el hombre más bueno de cuantos hemos tratado en nuestra vida profesional.

Su famoso libro "Hormigón Armado", conocido en el mundo entero, nació en 1964 sin ayuda de nadie y entre el desprecio de algunos, por ser su autor un "simple ingeniero militar" y no un "docto ingeniero de caminos". En efecto, Pedro ofreció su manuscrito al Instituto Torroja pero el director de aquella época consideró que no merecía la pena editarlo, por lo que su autor debió ponerse en manos de un editor privado y aceptar las duras condiciones que le fueron impuestas.

A partir de la segunda edición Pedro se decidió a ser su propio editor: encargaba y dirigía la composición, elegía y compraba el papel, contrataba la impresión y cuidaba hasta el último detalle, entregando a la imprenta un producto perfectamente elaborado, listo para entrar en máquinas.

Durante seis ediciones y siempre en solitario fue mejorando su libro, no solo en su contenido técnico sino también en su aspecto exterior –disfrutaba diseñando portadas diferentes para cada edición– e interior. Y así, muy pronto consiguió que "el Jiménez Montoya" fuese un elemento imprescindible no solo en el mundo de la enseñanza sino también en los medios profesionales.

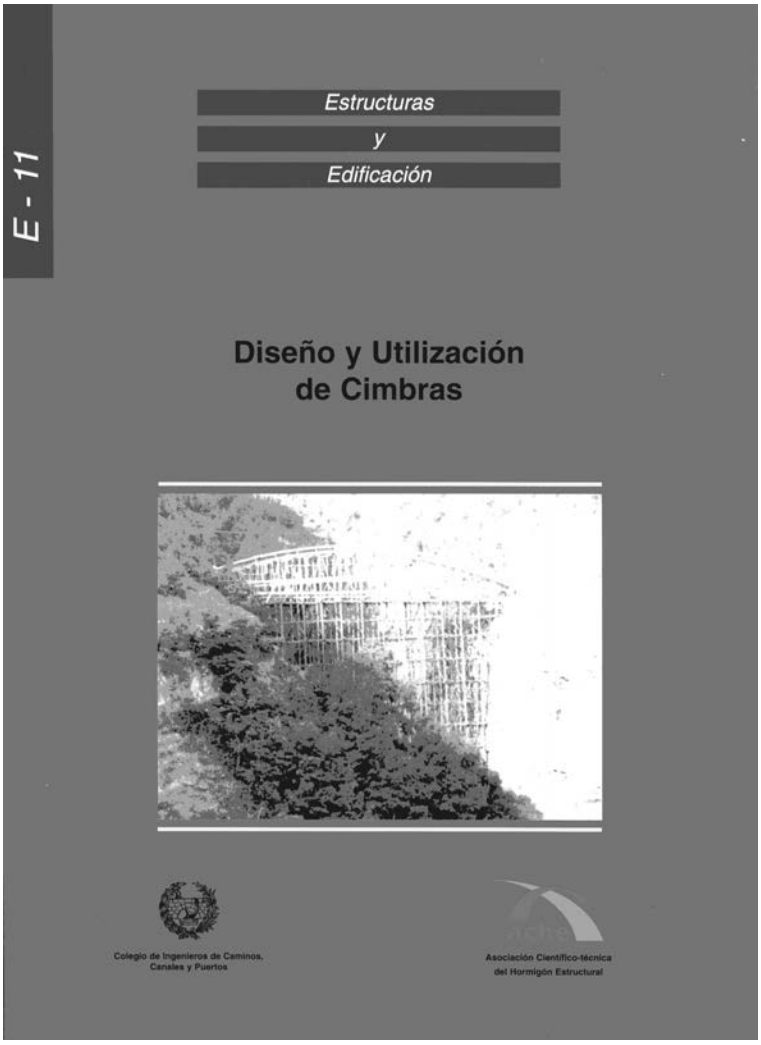
Más tarde, tuvimos la fortuna de que nos ofreciese colaborar con él, lo que ha supuesto para nosotros más de treinta años de disfrute de su compañía, de su sabiduría, de su ingenio para simplificar lo complicado sin perder rigor, de su sentido común, de su generosidad sin límites.

Una semana antes de su muerte fuimos a visitarlo al sanatorio donde yacía postrado, extremadamente menudo, casi ciego y con mascarilla de oxígeno. Le quedaban ya muy pocas fuerzas y tan solo decía alguna palabra de vez en cuando. Cuando Luisita su mujer le dijo que estábamos allí, con un hilo de voz que más parecía un gemido, nos dijo: "tenemos… que… reunirnos… para hablar… del libro".

Descanse en paz.

Álvaro García Meseguer
Francisco Morán Cabré

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025



DISEÑO Y UTILIZACIÓN DE CIMBRAS

CAPÍTULO 1. Objeto y ámbito de aplicación.

CAPÍTULO 2. Criterios básicos de este documento.

CAPÍTULO 3. el proyecto de la cimbra.

CAPÍTULO 4. Criterios de cálculo.

CAPÍTULO 5. Prevención de accidentes.

CAPÍTULO 6. Control.

CAPÍTULO 7. Recomendaciones para cimbras específicas.

CAPÍTULO 8. Componentes de las cimbras.

ANEJOS

ANEJO 1. Cálculos de la presión del hormigón

ANEJO 2. Cálculo de la edad mínima de descimbrado.

ANEJO 3. Coeficientes de rozamiento entre diferentes materiales.

ANEJO 4. Validación de torres de carga mediante ensayos.

ANEJO 5. Protocolo de revisión de cimbra.

(RME-10) rústica. Tamaño 21 x 29,7 cm. 196 Págs.

Precios:

– Para miembros o Colegiados	21,00 €
– Precio venta al público	26,25 €

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
Tel. 91 308 19 88. Ext. 272/298 **www.ciccp.es**

SECRETARÍA DE ACHE
Tel. 91 336 66 98 - **www. e-ache.net**

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

PETICIÓN DE PUBLICACIONES

Dirección de la Secretaría de ACHE:
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; Laboratorio de Estructuras
Avda. Profesor Aranguren, s/n 28040 Madrid - Tlf: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 NIF: G28813442
info@e-ache.net

Complete los datos requeridos a continuación. Luego rellene el número de unidades de las publicaciones que desee solicitar Recuerde que NO SE REALIZARÁ LA COMPRA Y EL ENVÍO hasta no haberse procedido al pago de la forma elegida en el formulario.

Datos de Envío

Nombre completo ..... Empresa.....

Dirección ..... Población ..... C.P. .....

Provincia ..... Email ..... Fax ..... Teléfono .....

Datos de Facturación

Nombre completo ..... Empresa..... CIF/NIF .....

Dirección ..... Población ..... C.P. .....

Provincia ..... Email ..... Fax ..... Teléfono .....

¿ Es miembro de ACHE ? ☐

Forma de pago:

- ○ Cheque nominal a nombre de ACHE
- ○ Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030-1125-19-0001560271

LISTA DE PRECIOS

LIBROS

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
B-1	Evaluación de la capacidad portante de estructuras mediante pruebas de carga	4,81	3,61	.....
B-2	Inyección de fisuras con formulaciones de resinas epoxídicas	6,01	4,51	.....
B-4	Morteros de reparación	6,01	4,51	.....
B-5	Modelos de análisis de estructuras de hormigón	13,22	9,22	.....
B-7	Recomendaciones CEB para empalmes mecánicos de armaduras	12,02	9,02	.....
B-8	Tecnología del hormigón Código MC-90 e instrucciones EH-91	12,02	9,02	.....
B-9	Recomendaciones CEB para separadores, calzos y atado de armaduras	6,01	4,51	.....
B-10	Encuesta sobre patología de estructuras de hormigón	9,02	6,77	.....
B-11	Recomendaciones CEB para uniones soldadas en barras de armado	6,01	4,51	.....
B-12	Durabilidad de estructuras de hormigón. Guía de diseño CEB	24,04	18,03	.....
B-13	Consideraciones de seguridad para variables hidraúlicas	7,81	5,86	.....
B-14	Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón. Guía FIB de buena práctica	12,02	9,02	.....
B-15	Comentarios a las modificaciones de la EH-91 relativas a la calidad de hormigones	12,02	9,02	.....
B-16	Estado límite de fisuración en el hormigón estructural	9,62	7,21	.....
B-17	Cálculo simplificado de flechas en estructuras de edificación	9,62	7,21	.....
B-18	El fenómeno de *tensión-stiffening* en las estructuras mixtas	6,01	4,51	.....
B-19	Propuesta de Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4. Estructuras mixtas. Parte 1.1	3,01	2,25	.....
B-20	Hormigón de alta resistencia. Fabricación y puesta en obra	12,02	9,02	.....
B-21	Demolición y reutilización de estructuras de hormigón	12,02	9,02	.....
B-22	Caracterización de las propiedades diferidas del hormigón y su incidencia estructural	12,02	9,02	.....
B-23	Análisis de estructuras mixtas en ordenador	9,02	6,76	.....
E-1	Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados HP 7-92	12,02	9,02	.....
E-4	Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural	60,10	45,08	.....
E-5	Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes HP-9-96	25,24	18,93	.....
E-6	Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior HP 10-96	24,04	18,03	.....
E-8	Problemas de vibraciones en estructuras	30,05	24,04	.....
E-9	Hormigones de ejecución especial (seis tipos)	24,00	20,00	.....
E-10	Recomendaciones para el Proyecto, ejecución y montaje de elementos prefabricados	55,00	44,00	.....
	Comunicaciones al 1er Congreso ACHE 1999 (Vol. 1,2,3)	62,51	56,25	.....
	Comunicaciones II Congreso ACHE 2002. Puentes y Estructuras de Edificación (4 volúmenes + CD)	112,00	75,00	.....

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
G-1 3ª Edición	Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno	16,25	13,00	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 1	12,02	9,02	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 2	12,02	9,02	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 3	12,02	9,02	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 4	24,04	18,03	.....
	Estructuras pretensadas en España 1994 -1997	36,06	30,05	.....
	Estructuras de edificación prefabricadas	39,67	29,75	.....
	Comunicaciones presentadas a las Jornadas sobre El Estado del Arte en Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón	24,04	18,03	.....
	Primeras Jornadas de ACHE sobre la enseñanza del hormigón estructural	30,05	2,54	.....
	Patología y control de calidad del hormigón	28,25	16,23	.....
	Comunicaciones Primer Congreso Nacional de Prefabricación (Libro+CD)	60,00	45,00	.....
	Comunicaciones "Jornada Comportamiento de Estructuras de Hormigón en zonas Sísmicas Madrid 5/6 Mayo 2004"	50,00	37,50	.....
	Comunicaciones "Seminario Proyecto de Estructuras de Hormigón de Alta Resistencia Madrid 30 Noviembre 2004"	50,00	37,50	.....
	Comunicaciones III Congreso ACHE 2005. Puentes y Estructuras de Edificación (5 volúmenes + CD)	120,00	90,00	.....
M-1	Armaduras pasivas en la EHE	19,83	15,03	.....
M-2	Manual de tecnología del hormigón reforzado con fibras de acero	19,83	15,03	.....
M-3	Principios generales para el proyecto de detalles de armado	19,83	15,03	.....
M-4	Manual de ejemplos de aplicación a la EHE a la edificación	27,05	21,64	.....
M-5	Conceptos de aseguramiento de la calidad aplicados al control de recepción del hormigón estructural adaptado a la EHE	19,83	15,03	.....
M-6	Método de Bielas y Tirantes	25,00	20,00	.....
M-7	Control estadístico del hormigón estructural	35,00	30,00	.....
M-8	Recomendaciones para el proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia	25,00	20,00	.....
M-9	Pruebas de Carga de Estructuras	25,00	20,00	.....
M-10	Comprobación de un tablero mixto	25,63	20,50	.....
M-11	Utilización de árido reciclado para fabricación de hormigón estructural	25,63	20,50	.....
M-12	Ejemplo de tablero de hormigón pretensado según la normativa española	25,63	20,50	.....

TESIS DOCTORALES

Reparación de elementos lineales de hormigón armado. Comportamiento en servicio - Manuel Octavio Valcuende Payá	18,03	9,02	.....
Comportamiento en servicio del hormigón estructural. Estudio teórico y experimental - Alejandro Pérez Caldentey	24,04	12,02	.....
El efecto del tamaño y mecanismos de rotura en el ensayo de comprensión diametral - Claudio Rocco	30,05	15,03	.....
Influencia del tamaño y de la adherencia en la armadura mínima de vigas en flexión - Gonzalo Ruiz López	30,05	15,03	.....
Análisis acoplado de los fenómenos de fluencia, retracción y fisuración y efectos de segundo orden en estructuras de hormigón armado - José Antonio Martínez	30,05	15,03	.....
Análisis técnico-económico de la influencia que presenta el empleo de diferentes materiales y tipologías estructurales en el proyecto de estructuras de edificios - Jesús Gómez Hermoso	30,05	15,03	.....
Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón armado y pretensado- Bahaa Sharaf Tork	19,83	15,03	.....
Estudio experimental y numérico del comportamiento en servicio y rotura de puentes continuos prefabricados monoviga - Gustavo Ariel Pérez	19,83	15,03	.....
Influencia de la puesta en obra del hormigón en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado(+ separata) - Manuel Burón Maestro	19,83	15,03	.....
Comportamiento y optimización de puentes atirantados continuos - Juan Rodado López	19,83	15,03	.....
Establecimiento de índices de calidad de la unión entre tongadas en presas de hormigón HCR - Jesús M. de la Fuente González	19,83	15,03	.....
Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación - José A. Martín Caro Álamo	19,83	15,03	.....
Comportamiento estructural y criteros de diseño de los puentes con pretensado extradosado - Gustavo Chio Cho	19,83	15,03	.....
Estudio de la adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados de hormigones de altas prestaciones iniciales - Cristina Vázquez Herrero	19,83	15,03	.....
Estudio experimental de la adherencia de cordones pretesos en hormigones de altas prestaciones iniciales - José Rocío Martí Vargas	19,83	15,03	.....
Comportamiento diferido del hormigón estructural considerando la no linealidad mecánica. Estudio teórico y experimental - Mirian Valentina Sánchez Pérez	19,83	15,03	.....
Shear Strength of Reinforced High-Strengh Concrete Beams - Antoni Cladera Bohigas	19,83	15,03	.....
Estudio del comportamiento del hormigón con fibras de acero en elementos laminares de pequeño espesor y su comportamiento postfisuración- Alberto Domingo Cabo	19,83	15,03	.....
Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero - Miguel Fernández Ruiz	19,83	15,03	.....
Hormigones con áridos reciclados procedentes de demoliciones: Dosificaciones, propiedades mecánicas y comportamiento estructural a cortante - Belén González Fonteboa	19,83	15,03	.....
Estudio del comportamiento a flexión y cortante de puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior y junta seca - José Turmo Coderque	27,33	20,50	.....

REVISTA HORMIGÓN Y ACERO

Revista Nº	24,00	20,00	.....

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

RESUMEN DE COMISIONES Y GRUPOS DE TRABAJO DE ACHE

NOVIEMBRE 2006

Comisión	Grupo de trabajo	Coordinador
C1 Proyecto Presidente: Juan Carlos Arroyo Portero Secretario: Ángel Vidal Vacas	**GT1/1** Análisis de estados límite en losas alveolares	Manuel Burón Maestro
	GT1/2 Representación gráfica de estructuras de hormigón de edificación	Roberto Brufau Niubó
	GT1/3 Proyectos de estructuras de hormigón en zona sísmica	José Romo Martín
	GT1/4 Adherencia en elementos prefabricados con armadura pretesa	Fernando Martínez Abella
	GT1/5 Proyecto de edificios altos	Jesús Gómez Hermoso
C2 Materiales Presidente: David Fernández Ordóñez Hernández	**GT2/1** Armaduras activas	José Quereda Laviña
	GT2/2 Hormigón autocompacto	Luis Pablo González Torijano
	GT2/3 Aditivos químicos para el hormigón estructural	Joana Roncero
	GT2/4 Estadística aplicada. Modelos lineales	Juan Carlos López Agüí
C3 Ejecución Presidente: Manuel Burón Maestro Secretario: José A. del Rosario	**GT3/2** Hormigonado no convencional	Fernando Hué García
	GT3/4 Seguridad y Salud	Manuel Burón Maestro
	GT3/5 Andamios y Apeos	José Antonio del Rosario
	GT3/6 Construcción y control de edificios altos	Jesús Gómez Hermoso
	GT3/7 Muros-Pantalla	José García de Miguel
	GT3/8 Movimiento de grandes pesos	Javier Ripoll
C4 Uso y mantenimiento Presidente: Javier León González Secretario: Ariel Dante Espeche	**GT4/1** Sistemas de protección para garantizar la durabilidad	Marta García Guillot
	GT4/2 Demoliciones	Agustín Prudencio Díaz
C5 Estructuras y elementos estructurales Presidente: Ángel Aparicio Bengoechea Secretario: Concepción Velando Cabañas	**GT5/1** Puentes de ferrocarril	Ignacio Granell Vicent
	GT5/2 Resistencia a cortante en elementos sin armadura transversal	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/4 Estudio normativo sobre el proyecto de pilas esbeltas	Juan Luis Bellod Thomas
	GT5/5 Diseño de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/6 Forjados mixtos con chapa nervada (9)	Guillermo Corres Peiretti
GGT Tirantes Coordinador: Florencio del Pozo Vindel Secretario: José E. Herrero Benéitez		

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Normas para la publicación de contribuciones en la revista HORMIGÓN Y ACERO

1. GENERALIDADES

Hormigón y Acero, revista trimestral de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), acoge para su publicación contribuciones que estén relacionadas con el campo de las estructuras de obra civil y edificación y los materiales que las conforman.

La presentación de contribuciones para publicación en la revista está abierta a todos los técnicos o científicos interesados en publicar y divulgar sus experiencias, conocimientos u opiniones sobre diferentes aspectos de las estructuras y sus materiales.

2. TIPOS DE CONTRIBUCIONES

Las contribuciones, según su extensión y profundidad, podrán clasificarse como artículos, Comunicaciones y Comentarios o Notas.

Los artículos constituyen la base de la revista y podrán referirse, entre otros, a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras y sus materiales. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras y sus materiales, pero además podrán también referirse a aspectos estéticos, socio-económicos o ambientales de las mismas.

Además de los artículos, podrán presentarse asimismo otras contribuciones más breves para su publicación en la sección del Rincón de ACHE. Estas contribuciones podrán ser, entre otras, comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etcétera.

La revista se imprime en blanco y negro, salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción entre los artículos que se vayan a incluir en cada número. Normalmente se tratará de un artículo sobre alguna realización estructural significativa, que se imprime en color y con el texto completo en español e inglés.

3. CONDICIONES GENERALES

Sólo podrá solicitarse la publicación de artículos que no hayan sido previamente publicados o que no estén en proceso de revisión en otros medios de difusión. Se exceptúan los resúmenes publicados sobre el tema y las tesis doctorales elaboradas por alguno de los autores.

Es responsabilidad del autor el disponer de un permiso por escrito para poder reproducir cualquier material (texto, imágenes, tablas, etc.) que haya sido publicado en otra publicación o página web, por lo que Ache no se hace responsable del copyright anterior del material recibido.

El procedimiento para solicitar la publicación de una contribución se describe detalladamente en el apartado 4. Los originales de las contribuciones que se deseen publicar en *Hormigón y Acero* deberán redactarse cumpliendo estrictamente las normas que se especifican en el apartado 5.

Cualquier contribución que ACHE reciba y que incumpla el procedimiento de solicitud de publicación o la normativa de redacción será devuelta a su autor para su oportuna rectificación.

4 PRESENTACIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA SU PUBLICACIÓN EN HORMIGÓN Y ACERO

El autor o autores que deseen publicar una contribución en la revista *Hormigón y Acero* deberán remitir a ACHE la siguiente documentación:

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enviada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:

– Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

– Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.

2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas según la estructura indicada en el apartado 5.8.

3. Texto de la contribución (**sin figuras**) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.

4. Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr*. Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Freehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (doc.), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución es la siguiente:

– PARA ENVÍOS POSTALES:

Revista *Hormigón y Acero*
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n - Ciudad Universitaria
28040 - Madrid

– PARA ENVÍOS POR CORREO ELECTRÓNICO:

info@e-ache.net

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. EXTENSIÓN

Los artículos no deberán tener una extensión superior a las 15.000 palabras ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.

Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

5.2. FORMATO DEL TEXTO

El texto de las contribuciones deberá estar escrito en español con interlineado doble, márgenes de al menos 3 cm. y en hojas numeradas de tamaño UNE A4.

El texto no debe duplicar información o resultados incluidos en las tablas de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

5.3. GRÁFICOS, FIGURAS Y FOTOS

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deberán tener el contraste suficiente para que cuando se impriman en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.

- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información contenida en la figura o gráfico al imprimirlo en blanco y negro.

Las figuras y gráficos se publican habitualmente en la revista con tamaños aproximados de 8, 12 ó 18 cm. de anchura. Esta circunstancia deberá ser tenida en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 pixels por pulgada (120 pixels por cm. aproximadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deberán ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deberán contener el mínimo posible de información en forma de texto, números y símbolos. En todo caso ésta última deberá ser claramente legible al tamaño al que se pretende que aparezca la figura en la publicación. Debe, por tanto, evitarse incluir en las figuras información innecesaria para la adecuada comprensión de la contribución. Este aspecto afecta especialmente a los planos en los artículos sobre realizaciones estructurales, que habitualmente incluyen información excesivamente prolija para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.4. Tablas

Las tablas deberán ir numeradas correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el texto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

5.5. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82 100 y UNE 82 103.

5.6. Ecuaciones y expresiones matemáticas

En las ecuaciones se procurará la máxima calidad de escritura y el empleo de las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la formula.

Las ecuaciones se numerarán consecutivamente y se citarán en el texto mediante la palabra *Ecuación* y su número correspondiente.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similar) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (*v. gr.* la l y el uno (*1*); la O y el cero (0): la K y la k, etc.).

5.7. Citas de otros autores

Las citas en el texto deberán ir acompañadas de un número entre corchetes que permita localizar el documento citado en las referencias bibliográficas incluidas al final del artículo.

5.8. Estructura general de las contribuciones

En la página web de la revista hay, a disposición de los autores, una plantilla en Word (.doc) para la redacción de los manuscritos.

Como norma general la estructura de los artículos se ajustará al siguiente esquema:

Título: El título deberá presentarse en español e inglés, ser breve y explícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá evitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

Autores y filiación: Se hará constar el nombre y apellidos completos del autor o autores, su titulación profesional y el Centro o Empresa donde desarrollan sus actividades.

Resumen: Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

Palabras clave: Se incluirán cinco (5) palabras clave, en español e inglés, que faciliten la búsqueda y clasificación del artículo en las bases de datos.

Texto del artículo: Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

Apéndices: En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

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. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional:

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

a) Referencias a 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; número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

b) *Referencias de libros:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del libro; edición; editorial y año de publicación.

En la estructura de contribuciones que no sean artículos sólo requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores, filiación de los autores y el texto.

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todas las contribuciones recibidas que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisadas por al menos dos miembros del Comité de Redacción, ya sean Vocales o Asesores. En ocasiones, el Comité de Redacción podrá requerir para esta labor de revisión, la intervención de algún experto ajeno a él, que sea especial conocedor del tema tratado en el artículo.

Como consecuencia de esa revisión, el Comité de Redacción decidirá sobre la aceptación o no de la contribución presentada para su publicación en *Hormigón y Acero*. En caso de aceptación ésta podrá estar condicionada a que el autor realice los cambios que, a juicio del Comité, deban efectuarse para que la contribución pueda ser finalmente publicada en *Hormigón y Acero*.

7. CESIÓN DE DERECHOS

Una vez que la contribución haya sido aprobada por el Comité de Redacción de la revista, la Secretaría de ACHE remitirá a los autores un "Acuerdo de Publicación", que deberá ser firmado por todos y cada uno de los autores de la contribución y devuelto a ACHE, por el cual cedan todos los derechos de publicación de dicha contribución a ACHE como editora de *Hormigón y Acero*.

8. MAQUETACIÓN, PRUEBAS DE IMPRESIÓN Y PUBLICACIÓN

Tras la aceptación del original definitivo con los formatos adecuados para su impresión, ACHE lo entregará a la imprenta para que realice la maquetación y prepare las pruebas de impresión correspondientes.

La prueba de impresión se remitirá al autor en formato .pdf para que dé su visto bueno definitivo o, en su caso, corrija los posibles errores. El autor deberá devolver esta prueba de impresión con sus correcciones en un plazo máximo de 10 días para no retrasar la publicación a un número posterior de la revista. No se admitirán correcciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación de la contribución original.

Finalmente, tras la corrección de los posibles errores de la prueba de imprenta, la contribución se incluirá y publicará en la revista.

9. SEPARATAS

En el caso de contribuciones en forma de artículos, ACHE enviará, sin coste adicional, diez separatas y el archivo .pdf del Articulo publicado al autor responsable.

El autor de un artículo podrá encargar un mayor número de separatas (mínimo 50), lo cual deberá indicar al remitir la versión final de su artículo. El coste de estas separatas adicionales correrá a cargo de los autores del artículo.

En el caso de los artículos centrales, y siempre y cuando se publiquen en ese número de la revista anuncios de empresas que estén directamente relacionadas con el artículo central correspondiente (proyectista, constructora, asistencia técnica, subcontratistas o proveedores, etc.), ACHE ofrece a esas empresas anunciantes la posibilidad de encargar separatas especiales (mínimo 50) de ese artículo central, en las que figurará como portada la del número correspondiente de la revista y como contraportada el anuncio de la empresa que encargue las separatas. Este encargo de separatas especiales deberá ser abonado a ACHE por la empresa anunciante que lo solicite, conforme a las tarifas que se establezcan para cada año.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Boletín de inscripción en ACHE

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter trimestral. Los Estatutos de ACHE contemplan los siguientes tipos de miembro:

1. **Miembro Patrocinador**. Es la máxima categoría establecida para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar tres representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros patrocinadores aparece en todas las publicaciones que edita ACHE. El voto del miembro patrocinador se computa con peso 5. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

2. **Miembro Protector**. Es la categoría intermedia para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro peatonal ecepto el de voto. La relación de miembros protectores aparece en las publicaciones de ACHE que decida el Consejo. El voto del miembro protector se computa con peso. 3. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

3. **Miembro colectivo**. Es la menor categoría para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. El voto del miembro colectivo se computa con peso 2. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

4. **Miembro personal**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas mayores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro personal se computa con peso 1.

5. **Miembro Menor de 30 años**- Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones aperiódicas que decida el Consejo. El voto del miembro menor de 30 años se computa con peso 1.

6. **Miembro Estudiante**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas de edad igual o menor que 30 años, admitiéndose también en esta categoría a los doctorandos en disfrute de una beca que hubiesen rebasado dicho límite de edad. Tiene los mismos derechos que el miembro persona, incluido el de voto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
ETSI Caminos, Canales y Puertos
Ciudad Universitaria
Avda. Profesor Aranguren, s/n - 28040 Madrid

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relaciones seguidamente:

Nombre.....

NIF ..... Calle .....

Ciudad ..... Código Postal ..... País.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas).....

Teléfono..... Fax ..... E-mail .....

☐ desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de ☐ solicita más información sobre la modalidad de Miembro

☐ Estudiante (1º y 2º ciclo y menores de 30 años) ..... (20 €)

☐ Menor de 30 ..... (40 €)

☐ Personal ..... (80 €)

☐ Colectivo ..... (187 €)

☐ Protector ..... (337 €)

☐ Patrocinador ..... (675 €)

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada más abajo.

Lugar, fecha y firma..... (sello de la entidad para personas jurídicas)

Sr. Director del Banco de .....

Agencia.....

Calle .....

Ciudad ..... Código Postal .....

Muy Sr. mío:

Le ruego que, con cargo a la cuenta cuyos datos relaciono más abajo, atienda hasta nuevo aviso los recibos emitidos por la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural ACHE.

Atentamente,

Lugar, fecha y firma .....

DATOS DE LA CUENTA BANCARIA

Titular .....

NIF .....

Código cuenta cliente: Banco..... Sucursal..... Dígitos control .....

Número cuenta .....

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

SOSTENIBILIDAD
DURABILIDAD
RESISTENCIA

El hormigón es respetuoso con el **Medio Ambiente** por su capacidad de:

- Ser **reciclado**
- **Combinarse** con otros productos
- **Contención** de materiales peligrosos

El hormigón es el material estructural más adecuado para una **construcción sostenible**

IECA
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES

DELEGACIONES IECA

SEDE CENTRAL
José Abascal 53, 2º
28003 Madrid
www.ieca.es

Delegación de Canarias
D. Joaquín Romero Postiguillo
Juan Rejón 103, 3º A
35008 Las Palmas de Gran Canaria
Tel.:928.46.28.00 - Fax:928.46.14.03
E-mail: iecacanarias@ieca.es

Delegación de Cataluña
D. Sergio Carrascón Ortiz
Valencia, 245 3º - 5ºp
08007 Barcelona
Tel.:934.87.22.83 - Fax:934.87.04.10
E-mail: iecat@ciment-catala.org

Delegación Centro
D. José Quereda Laviña
José Abascal 57, 4º
28003 Madrid
Tel.:914.01.41.12 - Fax:914.01.05.86
E-mail: iecacentro@ieca.es

Delegación de Levante
D. Rafael Rueda Arriete
Plaza del Ayuntamiento 2, Pta. 17
46002 Valencia
Tel.:96.381.90.33 - Fax:96.381.90.34
E-mail: iecadelegacionlevante@ono.com

Delegación Noroeste
D. Jesús Díaz Minguela
Plaza de San Marcos, 6 - 3ºE
24001 León
Tel.:987.23.48.33 - Fax:987.23.65.79
E-mail: iecanoroeste@infonegocio.com

Delegación Norte
D. Iñaki Zabala Zuazo
Telletxe 36, 3º Centro (B)
48993 Algorta, Vizcaya
Tel.:944.91.53.61 - Fax:944.91.43.98
E-mail: iecanorte@sarenet.es

Delagación Sur
D. Luis Garrido Romero
Virgen de Regla, 1 Esc. B, 1º 3
41011 Sevilla
Tel.:954.27.40.43 - Fax:954.27.26.43
E-mail: delegacion@iecasur.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025

Asociación
Científico-técnica
del Hormigón
Estructural

Secretaría: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitaria - 28040 Madrid. Tlf.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02 ♦ **N.I.F.:** G-28813442

Documento descargado de www.e-ache.com el 02/12/2025